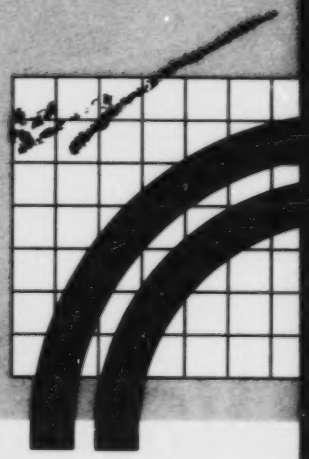
ÉTUDES ET RECHERCHES EN TRANSPORTS

RESURFAÇAGE EN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES D'ACIER AUTOROUTE 40 — COMTÉ DE KIRKLAND

GILLES CHANVILLARD,
PIERRE-CLAUDE AITCIN,
CLAUDE LUPIEN

GÉNIE ET ENVIRONNEMENT



Québec

RESURFAÇAGE EN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES D'ACIER

AUTOROUTE 40 - COMTÉ DE KIKLAND

Dépôt légal, 2e trimestre 1989
Bibliothèque nationale du Québec
ISBN 2-550-19787-9

Gouvernement du Québec
Ministère des Transports

90-04216/

FICHE ANALYTIQUE DE RAPPORT

Titre et sous-titre du rapport	N° du rapport Transports Québec
RESURFAÇAGE EN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES D'ACIER	RTQ-89-02
	Rapport d'étape ☐ Rapport final ☐ — An / Mois / Jour
	N° du contrat
Auteur(s) du rapport	**Date du début d'étude / Date de fin d'étude**
Gilles Chanvillard, Pierre-Claude Aitcin et Claude Lupien	Coût de l'étude

Étude ou recherche réalisée par (nom et adresse de l'organisme)	Étude ou recherche financée par (nom et adresse de l'organisme)
Université de Sherbrooke Département de génie civil Sherbrooke (Québec) J1K 2R1	Ministère des Transports 700 boul. St-Cyrille Est Québec (Québec) G1R 5H1

But de l'étude, recherche et renseignements supplémentaires

Évaluer une technique de réhabilitation des chaussées en béton de ciment qui consiste d'une part à utiliser une chape mince en béton renforcé de fibres d'acier et d'autre part à développer une meilleure adhérence en utilisant des clous d'ancrages.

Résumé du rapport

Ce rapport présente dans un premier temps un bilan des techniques de réhabilitation et en particulier de la technique de resurfaçage par une chape mince en béton conventionnel. Les limitations de cette approche sont mises en évidence. Quelques expériences réalisées avec des bétons renforcés de fibres sont également rapportées.

La deuxième partie de ce rapport décrit les conditions de l'expérience réalisée dans ce projet et en présente les résultats.

La construction des sections d'essais a été réalisée à l'automne 1986 et des relevés périodiques ont été effectués depuis.

Nbre de pages	Nbre de photos	Nbre de figures	Nbre de tableaux	Nbre de références bibliographiques	Langue du document ☐ Français ☐ Anglais	Autre (spécifier)

Mots-clés

technique de réhabilitation, chaussées en béton de ciment, chape mince en béton renforcé de fibres d'acier, clous d'ancrage, technique de resurfaçage.

Autorisation de diffusion

☑ Diffusion autorisée ☐ Diffusion interdite

Signature du directeur général

Date 89 04 18

V-1773 (85-05)

TABLE DES MATIÈRES

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX..... ix

INTRODUCTION..... 1

CHAPITRE 1. RESURFAÇAGES EN BÉTON DES CHAUSSÉES AUTOROUTIÈRES EN BÉTON..... 3

1.1 Les chaussées..... 3

1.1.1 Les différentes sortes de chaussées rigides..... 3

1.1.1.a Les chaussées composite béton/béton bitumineux..... 3
1.1.1.b Les chaussées en béton conventionnel avec joints..... 4
1.1.1.c Les chaussées en béton renforcé avec joints..... 4
1.1.1.d Les chaussées en béton renforcées continûment..... 5

1.1.2 Les principales dégradations..... 5
1.1.3 La réhabilitation (les "3R")..... 6

1.1.3.a La restauration..... 6
1.1.3.b Le recyclage..... 7
1.1.3.c Le resurfaçage..... 8

1.2 Le resurfaçage..... 8

1.2.1 Historique..... 8
1.2.2 Les types de resurfaçage..... 9

1.2.2.a L'interface adhérente..... 9
1.2.2.b L'interface partiellement adhérente..... 10
1.2.2.c L'interface non adhérente..... 10
1.2.2.d Les joints..... 10
1.2.2.e Les différents types de béton..... 12

1.2.3 La conception..... 13
1.2.4 Le dimensionnement..... 14

1.2.4.1 Introduction..... 14
1.2.4.2 Les formules empiriques de dimensionnement... 15
1.2.4.3 Influence du type de béton..... 17
1.2.4.4 Remarques et conclusions..... 20

1.2.5 Le côté économique..... 22
1.2.6 Conclusion..... 25

1.3 Les resurfaçages en béton renforcé de fibres.....27

1.3.1 Introduction.....27
1.3.2 Le dimensionnement.....27
1.3.3 La construction.....29
1.3.4 Les expériences.....30
1.3.5 Le projet de resurfaçage de Green County, Iowa.....32
1.3.6 Conclusion.....38

CHAPITRE 2. EXPÉRIENCE DE RESURFAÇAGE PAR UNE CHAPE MINCE CLOUÉE EN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES.....41

2.1 Présentation générale.....41

2.1.1 Introduction.....41
2.1.2 Les autoroutes au Québec.....41
2.1.3 Le projet de resurfaçage.....42

2.2 Description des travaux réalisés.....43

2.2.1 Localisation du site d'expérimentation.....43
2.2.2 Conception des planches d'essais.....43
2.2.3 Travaux de construction.....48

2.2.3.1 Préparation des surfaces.....48
2.2.3.2 Mise en place des clous.....48
2.2.3.3 Mise en place de l'instrumentation.....49
2.2.3.4 Échantillonnage.....49
2.2.3.5 Composition des bétons utilisés.....55
2.2.3.6 Codification des mélanges.....59

2.2.4 Suivi du projet.....60
2.2.5 Résultats.....61

2.2.5.1 Observation initiale.....61
2.2.5.2 Observation des travaux préalables.....61
2.2.5.3 Mise en place et mûrissement du béton.....65

2.3 Essai sur le béton frais.....67

2.3.1 Introduction.....67
2.3.2 La maniabilité.....67

2.3.2.1 L'essai au cône standard.....67
2.3.2.2 L'essai au cône inversé.....71

2.3.3 La teneur en air.....75
2.3.4 L'essai d'homogénéité.....77

2.4 Essai sur le béton durci.....80

2.4.1 Introduction.....80
2.4.2 La résistance en compression.....80
2.4.3 La résistance en traction (essai brésilien).....83

2.4.4 Le comportement en flexion..... 84

2.4.4.1 Le module de rupture..... 84
2.4.4.2 Le comportement après fissuration..... 86
2.4.4.3 Discussion dans le cas des chaussées..... 90

2.4.5 Le module d'élasticité..... 93
2.4.6 La résistance à l'abrasion..... 93
2.4.7 Le retrait..... 95
2.4.8 La résistance aux chocs..... 99
2.4.9 Conclusion..... 102

2.5 Analyse du comportement de la chaussée..... 104

2.5.1 Analyse visuelle..... 104

2.5.1.1 Présentation des résultats..... 104
2.5.1.2 Influence du type de mélange..... 106
2.5.1.3 Influence du clouage..... 108

2.5.2 Analyse de la température..... 113

2.5.2.1 La dilatation longitudinale..... 113
2.5.2.2 Le gradient de température..... 113
2.5.2.3 Analyse des contraintes..... 118

2.6 Discussions..... 119

2.6.1 Le dimensionnement..... 121
2.6.2 Les performances du projet..... 122
2.6.3 Recommandations..... 123

CONCLUSION..... 125

BIBLIOGRAPHIE..... 129

ANNEXE 1 131

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

FIGURE 1. Les différents types d'interface pour les resurfaçages...11

FIGURE 2. Localisation du site d'expérimentation.....44

FIGURE 3. Localisation des planches d'essais.....46

FIGURE 4. Schéma du montage d'un fissuromètre.....50

FIGURE 5. Localisation des fissuromètres et des thermocouples.....51

FIGURE 6. Coupe montrant la répartition des thermocouples.....52

FIGURE 7. État de la dalle existante avant recouvrement.....62

FIGURE 8. Localisation des surfaces préparées par scarification et par jet de sable.....63

FIGURE 9. Évolution de l'affaissement du béton entre le départ de l'usine et la mise en place.....70

FIGURE 10. Principe de l'essai de maniabilité au cône d'affaissement inversé (norme ASTM C995-83).....72

FIGURE 11. Corrélation entre les essais d'affaissement au cône standard et au cône inversé.....73

FIGURE 12. Évolution de la teneur en air du béton entre le départ de l'usine et la mise en place.....76

FIGURE 13. Courbes charge-déflexion pour les différents bétons.....85

FIGURE 14. Courbes charge-déflexion normalisées pour la fibre DRAMIX.....87

FIGURE 15. Courbes charge-déflexion normalisées pour la fibre EUROSTEEL.....88

FIGURE 16. Courbes charge-déflexion normalisées pour la fibre XOREX.....89

FIGURE 17. Indices de ténacité des bétons de chantier.....91

FIGURE 18. Courbes de résistance à l'abrasion.....94

FIGURE 19. Courbes de retrait des bétons.....97

FIGURE 20. Graphique des essais de chocs.....101

FIGURE 21. Mode de fissuration sous l'essai de choc par la chute du marteau.....103

FIGURE 22. Courbes des indices de fissuration des bétons.....107

FIGURE 23. Courbes des indices de fissuration du béton sans fibre, influence du clouage.....109

FIGURE 24. Courbes des indices de fissuration du béton avec fibres (22 kg/m^3), influence du clouage.....110

FIGURE 25. Courbes des indices de fissuration du béton avec fibres (34 kg/m^3), influence du clouage.....112

FIGURE 26. Évolution de la température extérieure.....114

FIGURE 27. Allongements des fissuromètres (moyenne par mélange)....115

FIGURE 28. Gradients de température dans la dalle.....116

FIGURE 29. Effet de la température combinée avec les charges dues à la circulation.....120

TABLEAU 1. Sommaire des resurfaçages en béton pour les chaussées en béton.....18

TABLEAU 2. Avantages et inconvénients des différentes interfaces....19

TABLEAU 3. Épaisseurs minimales des resurfaçages pour autoroute (HUTCHINSON, R.L., 1982).....23

TABLEAU 4. Comparaison des temps de construction des différentes alternatives de resurfaçage (HUTCHINSON, R.L., 1982)....26

TABLEAU 5. Variantes réalisées dans le cadre du projet de resurfaçage de Green County.....34

TABLEAU 6. Indice de performance des différentes variantes après 10 ans de service (BETTERTON, R.M. et al., 1985).....36

TABLEAU 7. Description des conditions d'essai de chacune des planches.....47

TABLEAU 8. Plan d'échantillonnage complet.....53

TABLEAU 9. Plan d'échantillonnage partiel.....54

TABLEAU 10. Formules de mélange des bétons.....56

TABLEAU 11. Granulométrie du sable et des pierres.....57

TABLEAU 12. Caractéristiques des fibres.....58

TABLEAU 13. Résultats des essais sur béton frais aux différentes étapes du chantier..... 69

TABLEAU 14. Données expérimentales et théoriques concernant l'affaissement..... 74

TABLEAU 15. Résultats de l'essai d'homogénéité et écarts par rapport au dosage visé..... 79

TABLEAU 16. Résultats des essais sur béton durci (par camion)..... 81

TABLEAU 17. Résultats du retrait à un an des bétons..... 98

TABLEAU 18. Résultats des essais de chocs.....100

TABLEAU 19. Indices de fissuration..... 105

INTRODUCTION

Le Québec a consenti un effort substantiel au développement de son réseau routier entre 1960 et 1970. Aujourd'hui, un virage s'impose de sorte que l'entretien et la réhabilitation des routes doivent se substituer au développement et à l'expansion afin de conserver un réseau routier qui répond aux besoins des usagers.

Le présent rapport s'inscrit dans le développement d'une technique de réhabilitation économique des chaussées en béton de ciment, en vue d'améliorer leur rendement et de prolonger leur durée de vie.

Dans un premier temps, nous avons effectué un bilan des techniques de réhabilitation et, en particulier, de la technique de resurfaçage par une chape mince en béton de ciment. Nous nous apercevrons alors que les resurfaçages par une chape mince en béton conventionnel posent très vite des problèmes d'adhérence et, par la suite, d'intégrité. Par contre, plusieurs projets expérimentaux ont déjà mis en évidence les capacités particulières des bétons renforcés de fibres dans une telle application.

Nous avons donc entrepris de réaliser un resurfaçage par une chape mince d'une chaussée autoroutière à trois voies de la banlieue montréalaise. Une particularité de cette expérience réside d'une part dans l'utilisation d'un béton renforcé par de faibles dosages en fibres et d'autre part dans le clouage de la chape mince (75 mm) afin de développer un meilleur fonctionnement structural monolithique avec l'ancienne dalle. Nous consacrerons donc notre dernière partie à la présentation des résultats de l'ensemble du projet.

CHAPITRE 1

RESURFAÇAGE EN BÉTON DES CHAUSSÉES AUTOROUTIÈRES EN BÉTON

1.1 Les chaussées

1.1.1 Les différentes sortes de chaussées rigides

Avant de s'intéresser aux problèmes de détérioration des chaussées, nous allons effectuer un rapide rappel des différentes solutions techniques qui ont été adoptées dans le domaine des pavages en béton (ERES, 1983). Nous ferons abstraction des chaussées dites flexibles, dont le matériau de base est le béton bitumineux.

1.1.1.a Les chaussées composite béton/béton bitumineux

Ce type de conception demeure très rare dans le cas des pavages autoroutiers. Il résulte généralement d'un recouvrement d'une chaussée initialement en béton par une couche de béton bitumineux.

Cette structure est très satisfaisante à plusieurs points de vue. Si l'épaisseur de resurfaçage est suffisante pour éviter la réflexion des fissures de la dalle ancienne, le béton est protégé des intempéries. De plus, l'usager bénéficie d'un uni de surface de qualité, sans joint. Cependant, l'orniérage du béton bitumineux est rapide et cette solution s'avère relativement coûteuse d'entretien.

1.1.1.b Les chaussées en béton conventionnel avec joints

Ce type de chaussées est constitué de petites dalles, de 3 à 9 mètres de longueur, qui ne contiennent aucune barre de renforcement. Seuls des tirants permettent normalement d'assurer la continuité des dalles au niveau des joints longitudinaux. L'épaisseur de ces dalles varie de 150 à 200 mm.

L'espacement des joints doit être suffisamment petit pour éviter une fissuration transversale ou un mouvement trop important au niveau des joints.

Il est fréquent de voir des dégradations au niveau des joints transversaux dans ces structures, suite à des infiltrations d'eau par exemple. C'est pourquoi on place généralement des goujons dans ces joints pour assurer à la chaussée un comportement continu.

1.1.1.c Les chaussées en béton renforcé avec joints

Ce type de chaussée est constitué de dalles de 8 à 30 mètres de longueur contenant des treillis d'acier de renforcement. Le principe est de conserver une interaction importante au niveau des lèvres des fissures éventuelles en évitant leur ouverture par la présence du treillis.

En aucun cas, les aciers ne sont prévus pour reprendre des sollicitations de traction pouvant être induites par les charges roulantes. L'épaisseur de ces dalles varie de 150 à 300 mm. Les renforcements doivent être en quantité suffisante pour maintenir fermées les fissures d'origine thermique, dues au retrait ou dues aux charges.

La faiblesse de cette conception se situe au niveau des fissures. Mêmes si elles restent fermées, les sels de déglaçage peuvent s'infiltrer et entrainer la corrosion des armatures.

1.1.1.d Les chaussées en béton renforcées continûment

Les seuls joints de ces chaussées sont les joints de construction, à la fin de chaque journée de travail. Entre ces joints, la dalle de béton est continue.

Par la suite, l'absence de joint régulier permet le développement de nombreuses fissures de retrait durant les cinq premières années. Ensuite, ces fissures transversales ont tendance à se stabiliser.

D'autres détériorations peuvent alors apparaître au niveau de ces fissures, dues à l'effet de la circulation lourde.

L'épaisseur de ces dalles varie de 150 à 250 mm. Elle est généralement de 25 à 75 mm inférieure à celle des dalles avec joints.

1.1.2 Les principales dégradations

La conception d'une chaussée implique le choix d'une durée de vie pour les considérations de fatigue, d'érosion, mais aussi d'amortissement économique. Cette durée de vie est généralement voisine de 20 ans.

Il n'est donc pas étonnant de voir des dégradations apparaître sur les chaussées, surtout que depuis quelques décennies, les charges des véhicules lourds ont considérablement augmenté, dépassant souvent les prévisions.

Parmi les défauts majeurs que nous recensons, nous pouvons citer:

- les fissures de fatigue qui se développent sous le chargement cyclique provoqué par la circulation;
- les fisures dues au retrait ou les fissures thermiques qui résultent des changements volumétriques du béton;
- le vieillissement de la surface par érosion qui se traduit par un orniérage.

D'autres facteurs, tel que le climat, peuvent également accélérer les détériorations des chaussées. En effet, le béton est très sensible aux phénomènes de gel et de dégel. La surface du pavage peut s'écailler, ce qui détruit complètement la qualité de l'uni. De plus, l'utilisation de sels déglaçants peut engendrer la corrosion des armatures découvertes par les fissures.

Pour remédier à ces détériorations et prolonger la durée de vie de la chaussée en conservant une bonne qualité de roulement, il est indispensable d'entreprendre rapidement un programme de réhabilitation.

Selon l'ampleur des dégradations, trois possibilités de réparation, couramment appelées les "3R", peuvent être envisagées, ce sont:

- la restauration;
- le recyclage;
- le resurfaçage.

1.1.3 La réhabilitation (les "3R")

1.1.3.a La restauration

La restauration d'un pavage correspond à la réparation d'amplitude la moins grande, mais représente tout de même un coût élevé. Elle consiste à reprendre les joints défectueux ou les fissures, en reconstruisant localement la chaussée sur une surface englobant la détérioration. L'allure finale du pavage ressemble à un rapiéçage.

En pratique, ces réparations locales doivent être effectuées le plus rapidement possible pour éviter des désagréments aux usagers. À cet effet, on a développé de nouveaux bétons capable de gagner suffisamment

de résistance pour reprendre les charges de la circulation après seulement 3 à 5 heures.

Ces bétons doivent avoir un rapport E/C faible, en conservant toutefois un affaissement suffisant. En général, la prise est accélérée par l'utilisation de chlorure de calcium (Association du Ciment Portland).

Pour obtenir un gain de résistance encore plus rapide, l'eau peut être chauffée pour élever la température du mélange. Avec des bétons à 32°C, J.W.Bugler a obtenu des résistances en compression de 20 MPa au bout d'environ 4 heures. Cette nouvelle méthode de réparation est très satisfaisante pour les petites dégradations de surface.

Enfin, si la réparation globale de la chaussée nécessite un resurfaçage, une restauration préalable peut s'avérer indispensable pour corriger les défauts majeurs et éviter la réflexion trop rapide de ceux-ci à travers le resurfaçage.

1.1.3.b Le recyclage

Le recyclage diffère de la restauration dans ce sens que la restauration corrige les défauts de la chaussée par un processus qui ne corrige pas la faiblesse de la structure.

Avec le recyclage, le vieux pavage est réutilisé dans la nouvelle structure de la chaussée. Le béton de ciment portland est réduit en granulat et sable, et réutilisé comme granulat dans le nouveau mélange de béton.

Le seul problème majeur de cette méthode de réparation réside dans l'enlèvement des armatures d'acier présentes dans le béton de l'ancienne dalle.

1.1.3.c Le resurfaçage

Le resurfaçage est la méthode de réparation la plus populaire. Il peut être utilisé pour corriger une déficience de surface, corriger une déficience structurale ou simplement augmenter la capacité structurale de la chaussée.

Il existe plusieurs types de resurfaçage qui feront l'objet de la partie suivante.

1.2 Le resurfaçage

1.2.1 Historique

Le béton de ciment portland est utilisé pour resurfacer des chaussées existantes depuis 1913 environ. Cependant, des coûts initiaux élevés et une construction complexe ont souvent conduit les ingénieurs à préconiser des resurfaçages en béton bitumineux, au détriment du béton de ciment (HUTCHINSON, R.L., 1982)

Depuis quelques décennies, l'augmentation rapide de la circulation routière et des charges induites a obligé ces mêmes ingénieurs à accroitre les capacités structurales des chaussées par l'utilisation de resurfaçage en béton. Parallèlement, l'amélioration de la technologie du béton, tant au niveau du malaxage, de la mise en place avec des paveuses à coffrages coulissants que des techniques de finition, a diminué les coûts des resurfaçage en béton.

Le béton est alors devenu un matériau économique si l'on considère les performances à long terme, ce qui a fait renaitre chez les ingénieurs un intérêt pour ces types de resurfaçage.

1.2.2 Les types de resurfacage

Selon la nature de la chaussée existante, on peut envisager trois interfaces entre l'ancien pavage et le resurfaçage:

- interface adhérente;
- interface partiellement adhérente;
- interface non adhérente.

Le choix du degré d'adhérence entre les deux bétons dépend de l'état du revêtement existant et conditionne la conception et la construction du resurfaçage.

1.2.2.a L'interface adhérente

Pour obtenir une interface adhérente, il faut tout d'abord procéder à un nettoyage méticuleux de l'ancienne surface pour éliminer toutes les substances nuisibles (huiles, caoutchouc), susceptibles de nuire à la liaison entre les deux dalles.

On peut utiliser plusieurs types de traitement:

- la scarification à froid;
- le jet de sable;
- le jet d'eau à haute pression;
- le jet d'eau à haute pression avec des grains abrasifs;
- la projection de billes d'acier.

Le choix de la solution est généralement dicté par la dureté et le type de granulat utilisé dans la vieille dalle.

Ensuite, pour améliorer l'adhérence au contact des deux dalles, il est conseillé d'épandre un mortier ou un coulis juste avant la mise en place du béton de resurfaçage.

L'objectif visé par le choix d'une interface totalement adhérente est de créer une structure équivalente à une chaussée monolithique (Fig. 1a).

1.2.2.b L'interface partiellement adhérente

La création d'une interface partiellement adhérente ne nécessite aucune attention particulière pour créer ou éviter une adhérence entre les deux dalles. Il faut tout de même enlever de la surface tout ce qui peut nuire au développement d'une adhérence ou d'une friction naturelles.

Le béton est simplement mis en place en respectant les règles de l'art (Fig. 1b).

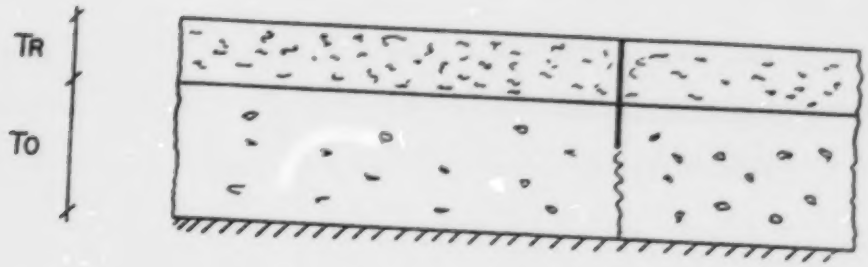
1.2.2.c L'interface non adhérente

Le principe des resurfaçages avec l'interface non adhérente est d'obtenir deux dalles indépendantes au niveau du fonctionnement mécanique. Ainsi, pour éviter toutes possibilités d'adhérence entre le resurfaçage et la dalle existante, on met en place un matériau intermédiaire qui constitue l'interface (Fig. 1c).

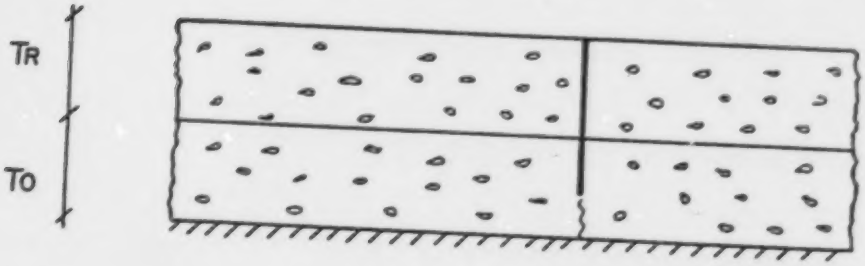
La préparation de l'ancienne surface se limite alors au rebouchage des fissures et éventuellement des joints, avant l'application du matériau intermédiaire.

1.2.2.d Les joints

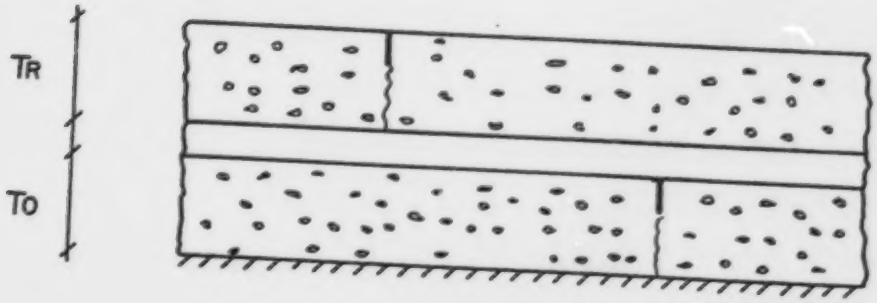
Plus l'interface entraine une liaison intime entre le resurfaçage et l'ancienne dalle, par l'intermédiaire de l'adhérence, plus la réflexion des défauts, tels que les fissures vers la surface, est favorisée. Pour cette raison, on utilise plutôt l'interface adhérente ou partiellement adhérente dans le cas des chaussées dont la structure est encore en



a resurfaçage adhérent ou monolithique



b resurfaçage partiellement adhérent ou direct



c resurfaçage non adhérent ou séparé

FIGURE 1 Les différents types d'interface pour les resurfaçages

bon état. Il est également recommandé de faire coïncider les joints du resurfaçage avec ceux de l'ancien pavage pour éviter des fissurations secondaires du resurfaçage qui suit les mouvements de la dalle principale. De plus, ces joints doivent être coupés sur l'épaisseur totale du resurfaçage pour obtenir une nouvelle structure semblable à l'ancienne.

Dans le cas d'une interface non adhérente, la présence des joints dépendra uniquement du type de béton choisi pour le resurfaçage.

1.2.2.e Les différents types de béton

Plusieurs matériaux de resurfaçage peuvent être choisis comme dans le cas des chaussées neuves. On peut tout d'abord opter pour un béton conventionnel, essentiellement pour les dalles courtes. On peut également renforcer ce béton, de façon à contrôler d'éventuelles fissures de surface. La notion de contrôle signifie simplement que le renforcement évite les mouvements excessifs des fissures et minimise ainsi les dégradations.

Si des problèmes de positionnement des joints du resurfaçage vis-à-vis de ceux de l'ancienne dalle se posent, on peut même envisager un resurfaçage renforcé continuement. Dans ce cas, l'interface est de préférence non adhérente. Le resurfaçage se comporte alors comme une chaussée en béton renforcé de manière continue.

En général, l'utilisation de renforcement dans le béton permet de diminuer l'épaisseur du resurfaçage, mais augmente considérablement les travaux de construction. C'est pourquoi on commence à voir apparaitre de nouveaux bétons, tel que le béton renforcé de fibres d'acier, qui possèdent de nouveaux avantages. Les fibres, dispersées aléatoirement dans le béton, permettent de contrôler les fissures sans augmenter la durée d'exécution des travaux par rapport au béton conventionnel.

1.2.3 La conception

Nous venons de voir qu'on peut envisager un grand nombre de variantes de resurfaçage, selon l'interface et le type de béton choisis. Une bonne conception ne peut être alors que le résultat d'un compromis, fortement lié à l'état de dégradation du pavage existant. L'évaluation de l'ancienne chaussée constitue donc la première étape de la conception, et semble-t-il, une étape très importante.

> "L'évaluation des conditions réelles du pavage existant est l'un des facteurs les plus critiques dans le choix du meilleur resurfaçage. Cette évaluation doit refléter comment le pavage existant peut affecter le comportement et les performances du resurfaçage. Une telle évaluation doit être basée sur des considérations structurales et de comportements, plutôt que sur un point de vue fonctionnel" (BARENBERG, E.J., 1981).

Il faut évaluer d'une part les conditions physiques, de façon à déterminer les réparations qu'il faudra entreprendre avant d'effectuer le resurfaçage; d'autre part, la capacité portante de façon à choisir le type de resurfaçage selon la durée de vie projetée pour la chaussée finale.

En général, dans le cas des chaussées peu dégradées, relativement en bon état, on utilise des resurfaçages adhérents minces. Ceux-ci permettent alors de redonner à la chaussée une bonne qualité de surface, sans augmenter de façon majeure la capacité portante de la structure.

Par contre, on préférera les resurfaçages plus épais non adhérents ou partiellement adhérents pour les chaussées qui présentent des faiblesses structurales.

1.2.4 Le dimensionnement

1.2.4.1 Introduction

Le calcul de l'épaisseur du resurfaçage dépend principalement du type d'interface choisi. Bien que les formules empiriques disponibles résultent d'expériences de resurfaçage sur les aires de stationnement et pistes d'aéroport, elles sont souvent étendues aux cas des chaussées d'autoroute.

Le principe de base du calcul des chaussées en béton consiste à dire que la capacité structurale dépend principalement de l'épaisseur de la dalle de béton. Le resurfaçage apporte alors une certaine capacité structurale supplémentaire, selon le type de béton et l'interface utilisés.

Quoiqu'il en soit, la contrainte maximale dans le béton constitue une limitation universelle dans la conception d'une structure. La première approche consiste alors à déterminer l'épaisseur minimale du resurfaçage nécessaire pour réduire le niveau des contraintes dans la chaussée à un niveau admissible. Ce niveau admissible est évalué à partir de la déflection qu'il engendre, elle-même directement reliée à la durée de vie de la chaussée.

Une autre approche, plus complexe, basée sur la mécanique des dommages par fatigue, consiste à considérer les dommages passés et futurs du pavage existant et du resurfaçage. Le resurfaçage permet de réduire les contraintes et les déformations jusqu'à un niveau de dommage par fatigue acceptable sur la durée de vie espérée.

1.2.4.2 Les formules empiriques de dimensionnement

Ces formules sont le résultat d'observations expérimentales et résultent d'une modélisation simple du comportement global de la structure.

Pendant de nombreuses années, le dimensionnement du resurfaçage était effectué en considérant que les deux dalles étaient indépendantes. Ainsi, par un calcul simple, on arrive à la conclusion suivante: la résistance des deux dalles est égale à celle d'une seule dalle ayant une épaisseur égale à la moyenne algébrique des épaisseurs de l'ancienne dalle et du resurfaçage (Comité ACI 325, 1967):

$$T = \sqrt{Tr^2 + To^2}$$

avec

T = épaisseur de la dalle seule nécessaire,

Tr = épaisseur du resurfaçage

To = épaisseur de la dalle existante

et par la suite:

$$Tr = \sqrt{T^2 - To^2} \qquad (1)$$

En réalité, l'indépendance des dalles n'est réelle que dans le cas d'une interface non adhérente. Si l'adhérence est totale, l'ensemble dalle et resurfaçage se comporte de façon monolithique. Ceci signifie tout simplement que l'épaisseur du resurfaçage ajoutée à l'épaisseur de l'ancienne dalle doit correspondre à l'épaisseur d'une dalle unique de même capacité.

$$Tr = T - To \qquad (2)$$

Enfin, dans le cas d'une adhérence partielle, l'épaisseur du resurfaçage doit être supérieure à celle donnée par l'équation (2), mais inférieure à celle de l'équation (1). En effet, il faut tenir compte du fait qu'une friction peut se développer entre les deux dalles lorsque l'on

calcule l'épaisseur. On peut donc utiliser l'équation suivante qui est le résultat d'un compromis:

$$Tr = \sqrt[1,4]{T^{1,4} - To^{1,4}}$$

Ces différentes formules permettent d'estimer l'épaisseur du resurfaçage dans un cas idéal où l'ancienne dalle n'a rien perdu de son efficacité et se comporte encore comme une dalle d'épaisseur To.

Cependant, nous l'avons vu, la nécessité d'un resurfaçage résulte souvent d'une dégradation de la chaussée affectant ses capacités. Ainsi, un coefficient (C) est introduit dans les formules précédentes pour exprimer les conditions du pavage existant.

La valeur de ce coefficient peut être obtenue à partir d'un graphe où l'on retrouve en ordonnée le coefficient (C) et en abscisse, un indice caractérisant l'état de la chaussée. Cet indice varie de 0 à 100% et se calcule en considérant toutes les dégradations de la chaussée (ERES, 1983). Plus simplement, on retient uniquement trois valeurs pour le coefficient (C):

C = 1 : lorsque la chaussée existante est en bon état général avec peu ou pas de fissuration;

C = 0,75: lorsque la chaussée existante comporte des fissures aux joints ou aux coins, dues au chargement, mais aucun défaut de structure en progression ou de fissuration récente;

C = 0,35: lorsque la chaussée existante est extrêmement fissurée ou structurellement brisée.

L'équation générale pour le calcul de l'épaisseur du resurfaçage devient alors:

$$Tr = [T^n - C\ To^n]^{1/n}$$

Le tableau 1 présente un résumé des différentes méthodes de resurfaçage, de leurs dimensionnements et de leurs applications. Les avantages et inconvénients des différentes interfaces sont rapportés dans le tableau 2.

Il est bon de remarquer que dans le cas d'une interface adhérente le coefficient C doit nécessairement prendre la valeur 1. Ceci signifie que ce type de resurfaçage ne s'applique qu'aux chaussées en bon état général, ou ayant subi préalablement une réparation des défauts majeurs.

1.2.4.3 Influence du type de béton

Les équations développées précédemment sont applicables pour les resurfaçages en béton sur des chaussées existantes en béton. Ainsi, il est indispensable que les matériaux constituant les deux dalles aient sensiblement les mêmes caractéristiques. Dans le cas contraire, il faut effectuer une correction et travailler en épaisseur équivalente:

1) soit la chaussée existante est convertie en une épaisseur équivalente du béton de resurfaçage;
2) soit le resurfaçage est déterminé selon le béton du vieux pavage et ensuite converti en épaisseur du béton qui va être utilisé.

Cette conversion doit être effectuée sur la base d'une capacité portante équivalente des différents bétons.

L'équation générale de dimensionnement d'un resurfaçage devient alors:

$$Tr = [T^n - C\ (\frac{Tc}{Tec} \cdot To)^n]^{1/n}$$

Type de resurfaçage		Non adhérent	Partiellement adhérent	Adhérent
Procédure de fabrication		Nettoyage de la surface, mise en place de la séparation, mise en place du béton	Nettoyage de la surface, suppression des matières grasses, mise en place du béton	Suppression du mauvais béton de surface, mise en place du coulis et du béton
Correspondance des joints		Non nécessaire	Nécessaire	Nécessaire
Réflexion des fissures		Non normalement	Généralement	Oui
Formule de calcul de l'épaisseur		$T_R = \sqrt{T^2 - C.T_o^2}$	$T_R = \sqrt[1,4]{T^{1,4} - C.T_o^{1,4}}$	$T_R = T - T_o$
Application selon la présence de défauts structuraux	Aucun C = 1	oui	oui	oui
	Limité C = 0,75	oui	Si les défauts peuvent être réparés	Si les défauts peuvent être réparés
	Sévère C = 0,35	oui	non	non

TABLEAU 1 Sommaire des resurfaçages en béton pour les chaussées en béton

	Non adhérente	Partiellement adhérente	Adhérente
Avantages	- Indépendant des joints de la chaussée existante	- Très simple à réaliser (aucune précaution majeure)	- Épaisseur mince - Utilisation d'un béton de qualité (contrôle plus aisé)
Inconvénients	- Grande épaisseur - nécessite une couche supplémentaire pour rompre l'adhérence	- Plus épais que le cas adhérent - Réflexion des fissures .	- Réflexion des fissures - difficulté de développer une bonne adhérence - mûrissement du béton délicat

TABLEAU 2 Avantages et inconvénients des différentes interfaces

avec Tc : épaisseur de la chaussée de béton conçue avec la résistance en flexion du béton de resurfaçage.

Tec : épaisseur de la chaussée de béton conçue avec la résistance en flexion du béton du pavage existant.

Le facteur correcteur $(\frac{Tc}{Tec})^n$ doit être utilisé lorsque la différence entre les résistances en flexion de deux bétons excède 0,7 MPa.

Enfin, pour tenir compte des performances différentes que peuvent avoir deux mélanges, comme par exemple le béton conventionnel et le béton renforcé de fibres, d'autres facteurs correcteurs ont été introduits. Nous reviendrons sur ce point ultérieurement.

En conclusion, ces équations sont très simples et par la suite d'utilisation facile. Il ne faut cependant pas oublier qu'elles sont empiriques et qu'il faut les utiliser avec prudence. De plus, elle ne font pas appel à une évaluation rationnelle de la capacité portante de la chaussée existante.

1.2.4.4 Remarques et conclusions

La conception d'un resurfaçage peut sembler simpliste. Toutefois, la réussite d'une telle réparation dépend de nombreux autres facteurs:

1- les fissures du pavage existant auront tendance à se réfléchir à travers le resurfaçage adhérent ou partiellement adhérent. Pour limiter ce phénomène de réflexion, on peut ajouter des barres de renforcement supplémentaires vis-à-vis de ces fissures.

2- Il est recommandé d'effectuer des réparations lorsque des défauts majeurs existent au niveau du vieux pavage. Ceci permet ensuite d'avoir un coefficient (C) plus élevé et donc une épaisseur de resur-

façage moindre. De plus, ces réparations réduisent également la réflexion de ces défauts en surface.

3- L'obtention d'une adhérence parfaite demeure une difficulté majeure (WIBBY, R.J., 1985). Même si le fonctionnement monolithique conduit à un resurfaçage d'épaisseur égale à 25 mm, il est conseillé de ne pas descendre en-dessous de 50 à 75 mm d'épaisseur. Une épaisseur minimale est en effet requise de façon à ce que le resurfaçage soit facile à exécuter et de bonne qualité.

4- L'épaisseur (T) que l'on retrouve dans les formules précédentes est évaluée à partir des règlements en vigueur relatifs à la conception d'une chaussée neuve. A cet effet, il est nécessaire d'évaluer correctement le module de réaction de la fondation, l'intensité de la circulation routière, le module d'élasticité du béton et son module de rupture.

5- Pour améliorer l'adhérence au niveau de l'interface, il est conseillé de ne pas placer de resurfaçages dans des périodes de changement de température important. Les changements volumétriques dus aux variations de température peuvent provoquer un décollement aux jeunes ages.

6- La réussite du resurfaçage est fortement liée au mûrissement du béton. Communément, on pulvérise sur la surface finie un produit de cure, qui forme alors une membrane imperméable de couleur blanche. Un mauvais mûrissement peut induire des contraintes au niveau de l'interface entrainant un décollement. Ainsi, particulièrement pour les resurfaçages adhérents, il est indispensable de prévenir toute perte d'humidité durant les premières 72 heures.

7- Différentes natures de contraintes peuvent exister dans les dalles de chaussées en plus des contraintes mécaniques, telles que les contraintes thermiques. Les bétons de l'ancienne dalle et du resurfaçage ont généralement des modules de dilatations thermiques différents du fait d'une formulation différente et de l'utilisation d'un gros granulat n'ayant pas la même origine. Ainsi, lorsque les variations de température sont importantes, des contraintes thermiques tangentielles élevées à l'interface peuvent provoquer des décollements.

Enfin, à titre indicatif, nous trouverons dans le tableau 3 les épaisseurs minimales nécessaires pour les resurfaçages de béton, selon différentes agences.

Nous pouvons effectuer deux remarques: d'une part le béton renforcé de fibres ne fait l'objet d'aucune limitation quant à l'épaisseur minimale, d'autre part, les interfaces non adhérentes et partiellement adhérentes font souvent l'objet des mêmes limitations.

1.2.5 La côté économique

La réhabilitation des pavages peut être vue comme la dépréciation graduelle d'un capital investi dans les couches successives des chaussées. Des études économiques poussées ont permis d'étudier le moment propice pour effectuer le resurfaçage d'une chaussée donnée.

On y considère l'impact des travaux sur l'usager qui se traduit par exemple par des temps de parcours plus élevés. Nous n'entrerons pas dans les détails de ces coûts annexes.

Selon le type de resurfaçage choisi, des différences énormes entre les coûts de construction suffisent à modifier un choix économique. Par exemple, les resurfaçages renforcés par des armatures traditionnelles

Agences	Interface	Épaisseur minimale du resurfaçage (mm)			
		PC	RC	CRC	FC
American Concrete Institute (ACI)	U	125	–	–	–
	P	150	–	–	–
	B	25	–	–	–
Continuously Reinforced Pavement	P & U	–	–	100	–
Corps des ingénieurs	P & U	150	100	–	–
	B	50	–	–	–
Portland Cement Association (PCA)	P & U	125	125	150	–
U.S. Steel Corporation	P & U	–	–	150	–

Légende: Interface

U : non adhérente

P : partiellement adhérente

B : adhérente

Type de béton

PC : béton conventionnel

RC : béton renforcé

CRC: béton renforcé continûement

FC : béton renforcé de fibres

TABLEAU 3 Épaisseurs minimales des resurfaçages pour autoroute (Hutchinson, R.L., 1982)

nécessitent des opérations de manutention de ces armatures qui n'existent pas pour le béton conventionnel ou le béton renforcé de fibres.

Ainsi, le temps de construction total pour chaque type de resurfaçage peut être divisé en trois opérations:

1 - le temps de préparation du pavage existant;

2 - le temps de placement de la couche de resurfaçage;

3 - le temps des travaux divers comme la finition des accotements ou le réglage des barrières de sécurité.

Le temps de préparation de la chaussée existante comprend l'évaluation de la chaussée, les réparations de défauts majeurs et bien sûr, selon l'interface choisie, les travaux de surface en vue de développer ou non une adhérence. Classés par ordre des temps de préparation croissants, les différents types de resurfaçages sont: partiellement adhérents, non adhérents et adhérents.

Le temps de placement du resurfaçage dépend proportionnellement du nombre de tâches nécessaires à la mise en place du revêtement. Le classement suivant peut être effectué par ordre de temps de placement croissant entre les différents bétons: conventionnel, avec fibres, continûment renforcé, renforcé et précontraint. Toutefois, bien que le béton renforcé de fibres demande une séquence de fabrication du mélange supplémentaire (introduction des fibres) et possède une maniabilité différente, le resurfaçage en épaisseur plus faible par rapport au béton conventionnel fait que ces deux bétons ont sensiblement les mêmes temps de placement.

Le temps nécessaire pour les travaux divers peut sembler constant quelque soit le type de resurfaçage. En fait, ce n'est pas le cas, et le facteur dominant semble être les épaisseurs des resurfaçages. En effet,

plus l'épaisseur est grande, plus le temps nécessaire à l'ajustement des accotements et autres finitions sera élevé.

Le tableau 4 permet de visualiser les temps relatifs à chacune des alternatives de resurfaçage. La valeur 1 correspond au temps minimum et la valeur 5 au temps maximum. Ce tableau montre des différences significatives entre deux types de resurfaçage. Il faut cependant savoir que chaque projet est un cas particulier et quoi qu'il arrive, des conclusions générales ne doivent pas être tirées de ce tableau. Pour chaque projet, un taleau identique doit être dressé pour évaluer l'opportunité d'un choix de resurfaçage.

1.2.6 Conclusion

La conception économique d'un resurfaçage représente un défi de taille pour les ingénieurs routiers. Ce défi inclut d'une part les problèmes de conception d'une chaussée, et d'autre part l'évaluation du pavage existant.

L'expérience montre que toutes les combinaisons de resurfaçages et d'interfaces ne sont pas compatibles avec les conditions de la chaussée existante. Toutefois, plusieurs alternatives sont capables d'offrir le même niveau de performance. C'est pourquoi, il est nécessaire de bien connaitre les différentes solutions possibles et d'en évaluer leurs forces, aussi bien que leurs faiblesses.

Quant à la décision finale, elle doit être prise sur la base d'une analyse économique.

Interface	* Travaux	Matériaux de resurfaçage **				
		PC	RC	CRC	FC	PRC
Adhérente	P	5	5		5	
	R	1	3		1	
	M	2	2		1	
Partiellement adhérente	P	1	1	1	1	
	R	2	4	4	3	
	M	4	4	4	2	
Non adhérente	P	3	3	3	3	5
	R	3	4	4	3	5
	M	5	5	5	3	3

1 : temps minimum 5 : temps maximum

* Travaux : P : préparation de la surface
R : mise en place du resurfaçage
M : travaux divers

** Matériaux : PC : béton conventionnel
RC : béton renforcé
CRC : béton renforcé continuement
FC : béton renforcé de fibres
PRC : béton précontraint

TABLEAU 4 Comparaison des temps de construction des différentes alternatives de resurfaçage (Hutchinson, R.L., 1982)

1.3 Les resurfacages en béton renforcé de fibres

1.3.1 Introduction

Lorsque l'on décide de resurfacer un pavage en béton, il faut faire deux choix, l'un sur la nature de l'adhérence entre la vieille dalle et la nouvelle, et l'autre au niveau du matériau qui sera utilisé dans le revêtement. Ces deux choix vont conditionner le mode de fonctionnement du resurfaçage, si bien que le choix judicieux du matériau qui va être utilisé dans le revêtement peut contribuer au succès de la réhabilitation de la chaussée.

Parmi les matériaux que l'on peut utiliser, on peut choisir entre le béton conventionnel, avec ou sans barres de renforcement, et le béton renforcé de fibres. La relative nouveauté du béton renforcé de fibres ne permet pas de disposer de nombreux résultats expérimentaux.

Cependant, les fibres d'acier permettent d'accroitre la ténacité du béton, sa résistance à la fatigue, et surtout s'opposent à la propagation des fissures.

Ainsi, le béton renforcé de fibres possède des propriétés qui font de lui un matériau très amélioré par rapport au béton ordinaire pour les resurfaçages des chaussées dégradées (PARKER, F. Jr., 1977).

1.3.2 Le dimensionnement

La plupart des expériences de resurfaçage en béton renforcé de fibres ont été effectuées sur des stationnements ou pistes d'aéroport. Toutefois, certaines caractéristiques du comportement de ce nouveau type de béton permettent de modifier les méthodes de conception des resurfaçages (HOFF, G.C., 1985).

Les bétons renforcés de fibres ont été utilisés avec les trois types d'interfaces que nous avons déjà vu dans le cas des resurfaçages en béton conventionnel. Dans le cas d'une interface adhérente, les deux couches de béton agissent de façon monolithique. Ainsi, si les deux matériaux sont identiques, la distribution des déformations est linéaire sur l'épaisseur combinée. RICE (1972) voyait, par les propriétés du composite, une translation de la position de l'axe neutre dans la chaussée et proposait alors la formule de dimensionnement suivante:

$$Tr = 0{,}9.(T - To)$$

Cependant, tout le potentiel du béton renforcé de fibres ne peut pas être mobilisé du fait que le resurfaçage est situé dans la zone où le béton est surtout soumis à des contraintes de compression. Aussi, la formule de conception des resurfaçages adhérents demeure la même que dans l'utilisation du béton conventionnel:

$$Tr = T - To$$

Par contre, si l'interface est partiellement adhérente ou non adhérente, la dalle de resurfaçage en béton renforcé de fibres développe mieux ses propriétés de résistance à la fatigue et à la flexion. Ainsi, les formules de dimensionnement sont modifiées par un facteur de réduction A:

$$Tr = A\,[T^n - C(\frac{Tc}{Tec} \cdot To)^n]^{1/n}$$

RICE (1972) proposait de prendre une valeur égale à 0,5 pour A. En effectuant des essais à grande échelle, PARKER (1974) a montré que,pour des modules de rupture comparable, l'épaisseur d'un resurfaçage en béton renforcé de fibres peut être réduite de 25% (A = 0,75) par rapport à celle d'un resurfaçage en béton sans fibre.

Ces formules, qui conduisent à une épaisseur réduite de béton, demeurent très générales. En effet, comme nous l'avons vu dans le chapi-

tre précédent, tous les bétons renforcés de fibres n'ont pas les mêmes propriétés, surtout dans leur comportement après fissuration.

1.3.3 La construction

Du point de vue pratique, l'utilisation de béton renforcé de fibres ne pose pas de problèmes majeurs. La formulation d'un tel béton requiert tout de même certaines modifications du fait de la présence des fibres. Par exemple, la taille maximale du gros granulat doit être réduite, le rapport entre la quantité (en volume) de gros granulat et la quantité de granulat fin doit être voisin de l'unité et le dosage en ciment doit être augmenté.

Toutes ces mesures correctrices ont pour but de fournir au béton une bonne maniabilité une fois que l'on a introduit les fibres. La méthode d'introduction des fibres dans le mélange, qui semble être la plus efficace, consiste à les déposer sur le convoyeur de chargement des granulats.

Lors des différents essais de chantier, on a utilisé des dosages en fibres qui ont varié de 90 à 150 kg/m^3 pour des fibres droites et descendant jusqu'à 50 kg/m^3 minimum pour les fibres non droites.

Au tout début de l'utilisation des bétons renforcés de fibres, on peut noter que PARKER (1974) a utilisé un fort dosage de 150 kg/m^3 pour conclure du rendement des resurfaçages avec fibres par rapport au béton sans fibre.

A l'heure actuelle, on n'utilise plus un tel dosage, pour des questions de maniabilité mais aussi d'économie. En effet, le coût supplémentaire dû à l'utilisation des fibres est difficilement compensé par les gains sur l'épaisseur du revêtement.

La mise en place du béton renforcé de fibres s'effectue de la même façon qu'un béton conventionnel. Il est tout à fait possible d'utiliser une paveuse à coffrage coulissant. Toutefois, lorsque l'on finit la surface, il faut éviter d'utiliser une finition à la toile de jute pour donner à la surface une certaine rugosité. En effet, la toile de jute a tendance à accrocher les fibres proches de la surface et à les extraire, nuisant alors à la qualité de l'uni de la surface du revêtement.

1.3.4 Les expériences

Malgré les connaissances que l'on possède à l'heure actuelle sur les propriétés des bétons renforcés de fibres, l'utilisation de ce matériau dans les chaussées progresse lentement. En effet, bien que les formules de conception soient disponibles depuis 1974, les mérites économiques et techniques du béton renforcé de fibres n'ont pas été suffisamment démontrés pour mettre l'ingénieur en confiance.

La première expérience de resurfaçage en béton renforcé de fibres a été effectué en 1971 dans l'état du Mississipi (PARKER, F.Jr., 1974). Le programme expérimental consistait en un resurfaçage de 100 mm d'épaisseur, partiellement adhérent, avec un béton dosé à 150 kg/m^3 de fibres. Des fissures transversales sont rapidement remontées en surface, qui correspondaient à la réflexion des joints de l'ancienne dalle (le resurfaçage ne comportait aucun joint transversal). Après dix ans de service, cette dalle se comporte très bien et les fissures sont restées fermées (certainement grâce au très fort dosage en fibres).

La première expérience réelle, sur une autoroute, a été effectuée dans l'état du Michigan, à Détroit, en 1972. Un resurfaçage de 75 mm, partiellement adhérent a été construit sur une autoroute avec des dosages

en fibres variant de 70 à 120 kg/m^3. Malheureusement, ce projet a été réalisé dans de très mauvaises conditions atmosphériques. Une partie du projet a dû être reprise après seulement neuf mois de service. La section restante a finalement tenu neuf ans mais se détériorait chaque hiver à la suite du gel de l'eau qui s'infiltrait dans l'interface et qui provoquait des fissures et des décollements additionnels. Il est donc indispensable de prévenir toute infiltration entre le resurfaçage et l'ancienne dalle pour éviter tout risque de dégradation par le gel.

C'est en 1973 que le plus gros projet de recherche de resurfaçage en béton renforcé de fibres a eu lieu dans l'état d'Iowa (JOHNSTON, C.D., 1980).

On a construit 42 sections différentes permettant d'étudier de nombreux paramètres tels que l'épaisseur des dalles et la présence de joints ou du matériau de resurfaçage. Nous reviendrons sur les conclusions de cette expérience dans un paragraphe ultérieur.

Récemment, en 1983 (juillet-août), un resurfaçage mince adhérent a été construit sur une autoroute périphérique de la ville de Houston (BAGATE M. et al., 1985). Les dalles d'épaisseur 50 ou 75 mm étaient en béton armé ou en renforcé de fibres (dosage de 50 kg/m^3, fibres de 50 mm). Nous ne disposons que des performances à 6 mois. Les auteurs attribuent les premières fissures à des problèmes de retrait plastique et non à la réflexion des fissures du pavage existant. De plus, il semble que la présence des fibres permette une réduction de la fissuration.

Quoi qu'il en soit, il est intéressant de retenir de ce projet les précautions particulières qui ont été adoptées lors de sa construction. Ainsi, la préparation de la surface a consisté dans un premier temps en une scarification légère (10 mm), suivie d'un nettoyage au jet de sable.

Juste avant la mise en place du coulis et du béton, un dernier nettoyage au jet d'air était effectué. Les auteurs précisent que de cette façon, la surface était propre et de bonne qualité. En ce qui concerne les bétons, un effort particulier a été effectué pour utiliser des granulats de même nature que ceux du béton du vieux pavage. En effet, il est connu que le gros granulat influence significativement le coefficient d'expansion thermique du béton. Ainsi, par cette mesure, on réduit les chances de mouvements différentiels à l'interface pouvant entrainer le décollement par rupture en cisaillement. Ces différentes précautions permettent selon les auteurs d'obtenir une bonne adhérence à l'interface. Cependant, ils insistent sur un dernier point: les constructions de resurfaçage pendant les périodes de conditions atmosphériques chaudes ou froides doivent être limitées.

Enfin, on a utilisé des bétons renforcés de fibres dans d'autres resurfaçages, ce qui a permis d'obtenir des résultats intéressants. Cependant, il s'agit principalement d'aires de stationnement ou de pistes d'aéroport. Dans de tels cas, à la notion de trafic se substitue la notion de nombres d'atterrissages, et les problèmes de joints ne sont plus les mêmes.

On trouvera dans le rapport de HUTCHINSON, R.L. (1982) et dans l'article de JOHNSTON, C. (1982), une liste complète des différents projets où l'on a utilisé des bétons renforcés de fibres avant 1982.

1.3.5 Le projet de resurfacage de Green County, Iowa

Les objectifs principaux de ce projet d'envergure étaient:

- d'étudier la faisabilité des bétons renforcés de fibres, de leur transport et de leur mise en place avec du matériel conventionnel (centrale de malaxage, camions malaxeurs et paveuse à coffrage coulissant);
- de comparer les performances des différents resurfaçages en béton renforcé de fibres avec des resurfaçages traditionnels (non renforcé, renforcé par un treillis, etc..).

Au total, on a réalisé 29 combinaisons différentes en béton renforcé de fibres (tableau 5), sur une dalle sévèrement fissurée de 50 cm d'épaisseur environ, datant de 1920.

* épaisseur du resurfaçage: - 50 mm
  - 75 mm
* dosage en ciment : - 450 kg/m^3
  - 360 kg/m^3
  - 300 kg/m^3 ciment+140 kg/m^3 cendres volantes
* géométrie des fibres : - 25,4 mm x 0,25 mm
  - 63 mm x 0,63 mm
* dosage en fibres : - 36 kg/m^3
  - 60 kg/m^3
  - 96 kg/m^3
* granulats : - diamètre maximal: 10 mm
  - 50% sable + 50% gros granulats.

Dans l'ensemble, la fabrication des différentes dalles d'essai n'a pas posé de problèmes insurmontables. L'introduction des fibres demeure cependant un point délicat et la difficulté majeure dans la fabrication des bétons. Par suite, lors de la mise en place, des oursins de fibres ont été retrouvés dans le béton à cause d'une mauvaise dispersion des fibres. Ce projet a prouvé qu'en introduisant simultarément les fibres et les

Dosage en ciment (kg/m^3)	Dosage en fibres (kg/m^3)		Épaisseur (mm)	Interface (*)	Joints transversaux (m)	Joints longitudinaux
	25 mm	63 mm				
360	35		75	P	12	oui
450		35	75	P	12	oui
360	60		75	P	12	oui
450	60		75	P	12	oui
450		60	75	U	12	oui
450	60		75	B	12	oui
360	35		75	P	12	non
300	60		75	P	12	oui
300		60	75	P	12	oui
360		35	75	P	12	oui
450	35		75	P	12	oui
360	90		75	P	12	oui
360	90		75	P	12	oui
450	90		75	P	12	oui
450		60	75	B	12	oui
300	90		75	0	12	oui
450	90		56	B		non
360	60		75	P	12	oui
450		60	75	U		non
450		90	50	P	12	oui
360	60		50	P	12	oui
450	60		50	P	12	oui
450	60		50	B	12	oui
450	90		50	P	12	oui
360	60		50	P	12	non
450	60		50	P	12	non
360	90		50	P	12	oui
450	90		50	P	12	oui
450		60	50	U	12	oui
450		60	50	B	12	oui
360		35	75	P	12	non
300	60		75	P	Divers	non
300	90		75	0	12	oui

(*) P : partiellement adhérent
U : non adhérent
B : adhérent
0 : dalle pleine

TABLEAU 5 Variantes réalisées dans le cadre du projet de resurfaçage de Green County

granulats sur le convoyeur, on pouvait minimiser la formation d'oursins de fibres (KNUTSON, M.J., 1975). Signalons toutefois que les dosages volumiques utilisés sont relativement élevés (jusqu'à 1,2%). Nous savons déjà que, dans ce cas, il est difficile d'obtenir un mélange homogène.

On a remarqué que lors de la finition, certaines fibres étaient arrachées, ce qui entrainait la formation de trous en arrière de la paveuse, et nécessitait une retouche manuelle. Ce problème est d'autant plus accentué que l'épaisseur de la dalle est faible. Les fibres ont tendance à s'orienter dans le plan de la chaussée conduisant à une distribution aléatoire dans le plan plutôt que dans l'espace.

L'évaluation des performances des différentes sections a consisté dans un suivi régulier qui a duré 5 ans. Après 10 ans, on a procédé à une inspection détaillée des conditions générales du resurfaçage (BETTERTON, R.M. et al., 1985). Chaque variante a été évaluée en lui conférant un nombre compris entre 0 et 100 pour caractériser sa performance relative. Cet indice permet ensuite de juger de l'évolution des dégradations de la chaussée et de la nécessité des réparations éventuelles. On peut regrouper les différentes évaluations en quatre grandes catégories:

75 - 100 : bon état avec maintenance mineure;

50 - 75 : état en-dessus de la moyenne, maintenance moyenne;

25 - 50 : état en-dessous de la moyenne, réparations nécessaires;

0 - 25 : mauvais état, réparations majeures nécessaires.

On remarque sur le tableau 6 que les sections d'indice les plus élevées sont celles qui comportent soit des armatures transversales, soit un treillis (indice moyen de 80). Le mélange le plus performant avec fibres vient immédiatement après. Il s'agit de la section d'épaisseur 75 mm, contenant 96 kg/m^3 de fibres d'une longueur de 25 mm. Avec un indice de

Fibre longueur (mm)			25			63		
Dosage (kg)			36	60	96	36	60	96
75	450		53	70	79	56		
	360		50	59	73	60	63	
	300			42			43	
50	450			55	62			
	360			48	58		45	64
	300							
Resurfaçage épaisseur (mm)	Dosage ciment (kg)							

Béton conventionnel partiellement adhérent	Béton renforcé partiellement adhérent	Béton renforcé continûement ancré	Béton renforcé continûement non adhérent	Béton renforcé continû - ment non adhérent	Béton renforcé continû - ment ancré
(125 mm) 81	(100 mm) 75	(100 mm) 82	(100 mm) 72	(75 mm) 46	(75 mm) 53

TABLEAU 6 Indice de performance des différentes variantes après 10 ans de service (Betterton, R.M. et al., 1985)

79, cette variante est très intéressante, mais le fort dosage en fibres augmente considérablement son coût final.

Le nombre élevé de variantes permet d'observer l'influence de paramètres très particuliers. Ainsi, les mélanges contenant 360 kg/m^3 de ciment se comportent mieux globalement que ceux qui contenaient un plus fort dosage égal à 450 kg/m^3.

Ce phénomène peut résulter d'un retrait différent causé par la quantité de ciment additionnelle. Toutefois, les différences restent relativement faibles et mineures en regard de l'influence d'autres paramètres.

La comparaison des performances selon le dosage en fibres montre que celui-ci est l'un des facteurs prépondérants du comportement du resurfaçage. Les dalles, dosées à 96 kg/m^3 de fibres exhibent en moyenne un indice de performance de 10 points supérieur aux dalles dosées à 60 kg/m^3. De même, ces dernières devancent de 10 points environ le dosage de 36 kg/m^3. Plus le dosage augmente, meilleures sont les performances, mais malheureusement, plus le coût est élevé. Quant à la différence entre les caractéristiques géométriques des fibres, la longueur de 63 mm donne de meilleurs résultats que la longueur de 25 mm, avec un indice de performance de 6 points supérieurs en moyenne.

L'épaisseur du resurfaçage semble également être un facteur majeur. Dans toutes les variantes, les dalles de 75 mm ont montré des performances très supérieures aux dalles de 50 mm. L'indice de performance est en moyenne de 15 points différent entre les deux épaisseurs. Par contre, le type d'adhérence ne semble pas affecter considérablement le comportement du resurfaçage.

La préparation de la surface, pour développer une interface adhérente, a simplement consisté en un nettoyage de la surface et un brossage avec un mélange de coulis avant la mise en place du béton.

Il semble que cette méthode ne soit pas très efficace car ces sections n'exhibent pas une meilleure adhérence que les sections partiellement adhérentes. Ainsi, il est délicat de conclure, à partir de ces résultats, quant à l'influence du type d'interface.

En conclusion, rappelons les points majeurs qui ont été mis en évidence dans ce projet expérimental. Tout d'abord, les deux facteurs les plus importants qui affectent le comportement du resurfaçage sont le dosage en fibres et l'épaisseur du revêtement. En général, les resurfaçages en béton renforcé de fibres se comportent relativement bien pendant les dix premières années.

Sur la base des performances à dix ans, les resurfaçages en béton renforcé de fibres d'épaisseur 75 mm sont comparables aux resurfaçages en béton conventionnel d'épaisseur 125 mm. Enfin, le type de fibres et le dosage en ciment semblent être des facteurs de seconde importance.

1.3.6 Conclusion

L'utilisation du béton renforcé de fibres comme matériau de resurfaçage est encore relativement récente. Toutefois, plusieurs projets ont déjà permis de mettre en évidence certaines propriétés de ce nouveau matériau.

Les performances actuelles des resurfaçages indiquent que la présence des fibres n'empêche pas la réflexion des fissures vers la surface. Par la suite, il est fortement conseillé de faire coïncider les joints du resurfaçage et ceux de l'ancienne dalle dans le cas d'une interface adhé-

rente ou partiellement adhérente. Toutefois, le renforcement apporté par les fibres permet de maintenir les fissures fortement fermées, ce qui constitue un atout majeur de ce matériau. Ce comportement est d'ailleurs favorisé par l'orientation préférentielle des fibres dans le plan de la chaussée lorsqu'il s'agit d'une chape mince.

Plusieurs expériences traduisent également une fissuration à court terme (quelques mois) des resurfaçages en béton renforcé de fibres. La nature différente des bétons du resurfaçage et de l'ancienne dalle peut justifier ce comportement dû à des modules de dilatation thermique différents, surtout si le resurfaçage est de faible épaisseur. Là encore, la présence des fibres permet de limiter l'effet préjudiciable de ces fissures. Cependant, l'exposition des fibres traversant ces fissures aux intempéries, et notamment aux sels de déverglaçage, entraine une corrosion rapide qui peut, à long terme, réduire à néant le rôle de lien des fibres. Pour limiter ce phénomène de fissuration aux jeunes âges, il serait peut-être préférable de ne pas réduire excessivement l'épaisseur du resurfaçage de façon à lui permettre un comportement monolithique vis-à-vis des phénomènes thermiques.

Enfin, certaines expériences semblent permettre une réduction de l'épaisseur du resurfaçage de l'ordre de 25% lorsque l'on utilise des fibres. Cependant, ces constatations résultent des performances de dalles comportant des dosages volumiques élevés en fibres (supérieurs à 1%). Ainsi, pour utiliser des dosages en fibres faibles, de l'ordre de 0,5%, la prudence recommande de conserver,pour valeur de l'épaisseur, la valeur du dimensionnement sans réduction. Ces faibles dosages restent alors économiquement compétitifs avec le béton conventionnel et présentent des performances qui méritent une attention particulière.

CHAPITRE 2

EXPÉRIENCE DE RESURFAÇAGE PAR UNE CHAPE MINCE CLOUÉE EN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES

2.1 Présentation générale

2.1.1 Introduction

Les possibilités du béton renforcé de fibres comme matériau de resurfaçage des chaussées autoroutières ne font plus aucun doute aujourd'hui. Plusieurs projets expérimentaux ont montré les bonnes performances de ce composite mis en place avec des moyens de construction conventionnels.

Malgré cela, les expériences de resurfaçage sont encore trop peu nombreuses pour garantir un résultat systématique. Il faut en effet surmonter plusieurs obstacles pour obtenir de bonnes performances: la procédure de malaxage du mélange avec fibres doit permettre une bonne homogénéisation des fibres; la formule du mélange doit fournir au béton une bonne maniabilité et permettre un transport et une manutention faciles.

Les conditions du projet contrôlent également la réussite de l'expérience, comme l'état de la chaussée existante, le type de resurfaçage selon l'adhérence ou encore les variations de température dues au climat local.

2.1.2 Les autoroutes au Québec

Le Québec, avec la rigueur de son climat, constitue un cas critique dans le dimensionnement des chaussées et par suite, des resurfaçages.

La présence des sels déglaçants l'hiver et des variations de température considérables au cours d'une année obligent la structure routière à reprendre des dilatations importantes.

Actuellement, 500 kilomètres pondérés* d'autoroutes en béton sont à la charge du ministère des Transports québécois. Après 20 ans de service, la plupart de ces pavages présente des défauts structuraux (fissures, réparations...) ou d'uni (orniérage). Le Québec doit donc réagir sans délai afin de préserver la qualité de son réseau routier (MIDDLEMISS, R., 1986). A défaut de quoi, des investissements considérables seront nécessaires d'ici quelques années, pouvant aller jusqu'à la reconstruction de chaussées neuves, afin de retrouver un seuil de sécurité acceptable. C'est dans cette optique que se situe l'expérience de resurfaçage de l'autoroute 40.

2.1.3 Le projet de resurfaçage

Conscient des problèmes que représentent les resurfaçages, ce projet a eu pour objectif d'explorer de nouvelles approches susceptibles de répondre aux besoins urgents de réparation.

L'utilisation du béton renforcé de fibres correspond au choix d'un matériau particulièrement performant dans le cas des sollicitations propres aux chaussées, à savoir la fatique et les chocs. De plus, l'intégrité de ce béton par le phénomène de couture des fissures par les fibres permet d'atténuer les problèmes résultant des réflexions des défauts de l'ancienne dalle à travers le resurfaçage.

---

* longueur en kilomètres ramenée à des routes à deux voies.

Nous savons que le resurfaçage d'une vieille surface de béton par une chape mince non liaisonnée pose à court terme des problèmes au niveau de l'interface, entrainant des bris et des décollements. L'originalité du projet consiste à créer un lien mécanique entre la vieille et la nouvelle dalle de béton à l'aide de clous partiellement enfoncés dans la dalle existante.

Ce projet, qui ne comporte pas moins de 18 dalles différentes, comporte également un vaste programme d'expérimentation en laboratoire dans le but principal d'évaluer les propriétés et les performances du resurfaçage.

2.2 Description des travaux réalisés

2.2.1 Localisation du site d'expérimentation

Les planches d'essais ont été construites sur une section de l'autoroute 40 située dans la partie ouest de l'Île de Montréal, au niveau de la sortie 59 (direction est). La figure 2 localise cet emplacement.

La réalisation des travaux de construction a été accordée par voie de soumission, à l'entreprise Francon. Les travaux de construction proprement dits ont débuté par la fermeture à la circulation de cette section de l'autoroute, le 16 octobre. La réouverture a pu être effectuée 15 jours plus tard, le 30 octobre 1986.

2.2.2 Conception des planches d'essais

Tel que mentionné précédemment, la conception des planches d'essais a été planifiée de façon à permettre d'éprouver une variété de

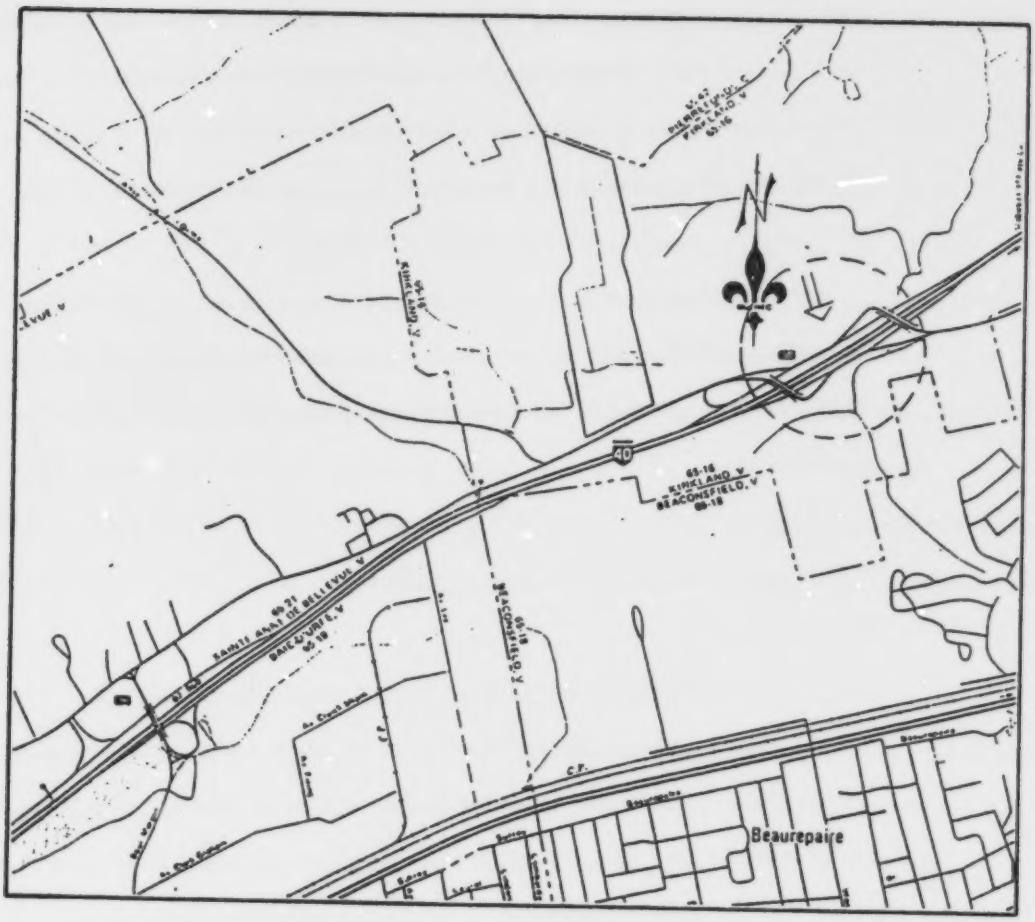


FIGURE 2 Localisation du site d'expérimentation

conditions d'essais. En fait, il a été possible de sectionner le projet de façon à expérimenter 18 conditions d'essais différentes.

Chacune des planches d'essais a comporté une ou plusieurs des variantes suivantes qui peuvent être regroupées en trois classes:

- Préparation de la surface
  - jet de sable
  - scarification
- Ancrage
  - aucun
  - avec clous
  - nombre de clous (2)
- Fibres d'acier
  - sans fibres
  - 3 types de fibres
  - 2 concentrations de fibres

La figure 3 présente et localise chacune des planches d'essais, alors que le tableau 7 décrit l'éventail des conditions d'essais pour chacune des planches. La section d'autoroute utilisée pour l'expérimentation comportait trois voies de 3,65 mètres de largeur chacune, ce qui a défini la largeur de chacune des planches d'essais. L'examen de la figure 3 permet de constater que la longueur de chaque planche d'essai est voisine de 25 mètres. Toutes les sections d'essais situées dans la voie du centre ne comportaient pas de clous, puisque cette voie a été utilisée par les camions qui livraient le béton. L'épaisseur des dalles prévues était de 75 mm, sauf pour les planches d'essais où le béton ne comportait pas de fibres; dans ce cas, l'épaisseur était de 100 mm.

On peut observer également sur ce même dessin l'emplacement de l'instrumentation prévue pour mesurer les variations d'ouverture aux joints existants (fissuromètres) ainsi que celle prévue pour mesurer les températures sur toute l'épaisseur de l'ancienne et de la nouvelle dalle.

DIFFÉRENTES VARIANTES RÉALISÉES EN CHANTIER

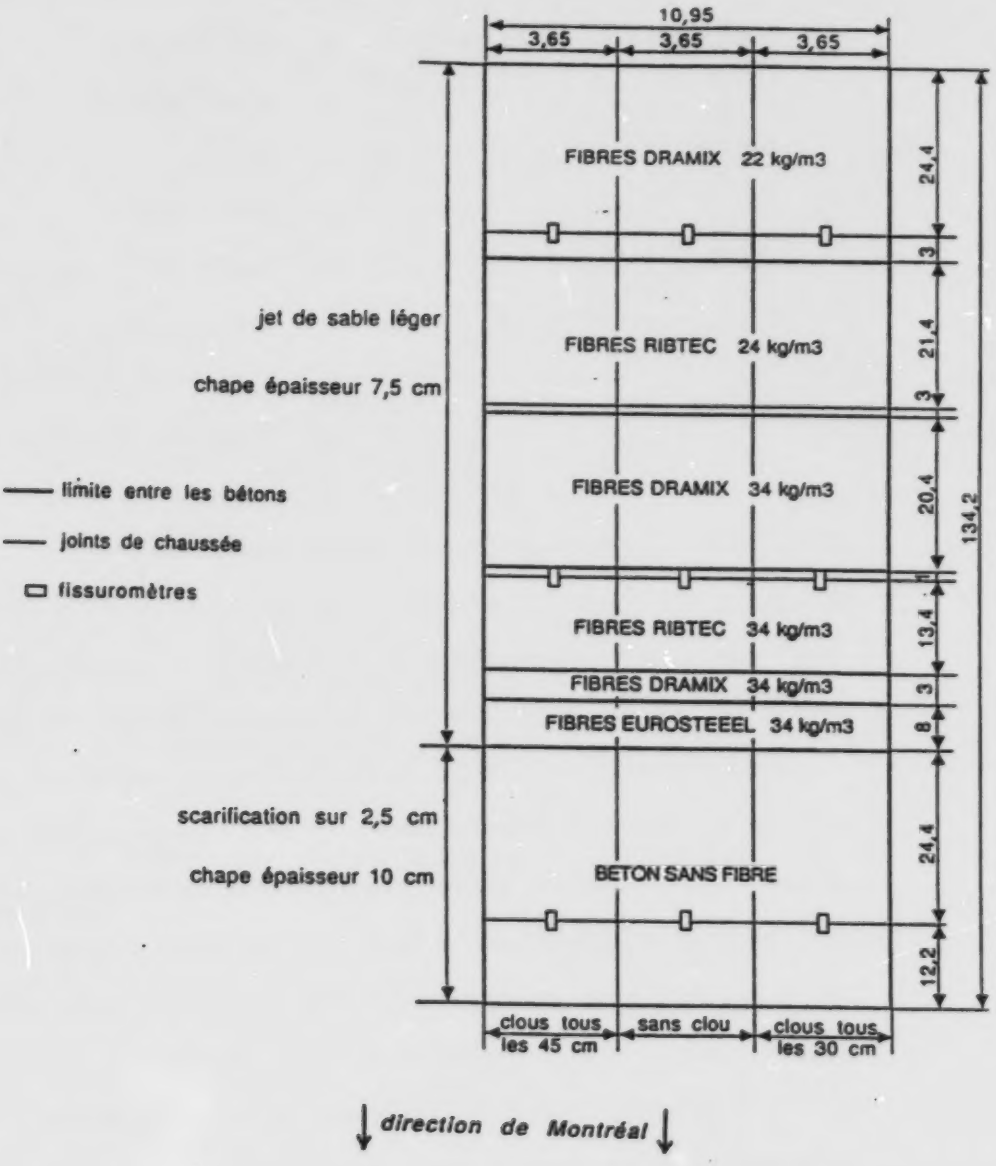


FIGURE 3 Localisation des planches d'essais

	Épaisseur	Fibres par m^3	Adhérence	
Surface Scarifiée	100 mm	Sans fibre	Non adhérente	1
			avec clous tous les 30 cm	2
			avec clous tous les 45 cm	3
Surface nettoyée au jet de sable	75 mm	34 kg EUROSTEEL	Non adhérente	4
			avec clous tous les 30 cm	5
			avec clous tous les 45 cm	6
		34 kg RIBTEC (XOREX)	Non adhérente	7
			avec clous tous les 30 cm	8
			avec clous tous les 45 cm	9
		34 kg DRAMIX	Non adhérente	10
			avec clous tous les 30 cm	11
			avec clous tous les 45 cm	12
		24 kg RIBTEC (XOREX)	Non adhérente	13
			avec clous tous les 30 cm	14
			avec clous tous les 45 cm	15
		22 kg DRAMIX	Non adhérente	16
			avec clous tous les 30 cm	17
			avec clous tous les 45 cm	18

TABLEAU 7 Description des conditions d'essai de chacune des planches

La réalisation des planches d'essais telle que décrite ci-dessus diffère quelque peu de la planification originale, en raison des contraintes budgétaires recontrées au moment de la construction. Notons toutefois qu'aucun des objectifs fondamentaux du projet n'a été sacrifié.

2.2.3 Travaux de construction

2.2.3.1 Préparation des surfaces

Les premières opérations exécutées par l'entrepreneur ont consisté à préparer la surface existante du béton par nettoyage au jet de sable ou par scarification. Ces opérations avaient surtout pour but d'enlever les substances nuisibles (huile, caoutchouc) incrustées à la surface des vieux pavages et susceptibles de nuire à l'adhérence de la nouvelle dalle.

2.2.3.2 Mise en place des clous

L'entrepreneur a ensuite procédé à la mise en place des clous à l'aide de fusils du type Ramset D60 et D90. Environ 8000 clous de 1 pouce et demi de longueur (38 mm) ont été ainsi partiellement enfoncés. Il était possible d'enfoncer jusqu'à environ 1000 clous par jour avec un seul fusil. Cette opération a duré deux jours et demi.

Ces clous doivent participer au fonctionnement structural de l'ensemble vieille dalle-resurfaçage en créant une liaison mécanique afin de:

- permettre un transfert des charges d'une dalle à l'autre;
- absorber les chocs sur une plus grande masse de béton;
- créer une résistance au cisaillement au niveau du joint;

- maintenir un contact intime entre les deux dalles de façon à éviter la pénétration d'eau et de sels déglaçants dans l'interface.

2.2.3.3 Mise en place de l'instrumentation

Des fissuromètres et des thermocouples ont été mis en place durant cette période de la construction. Ces installations ont nécessité des travaux de sciage et carottage du béton existant. Les instruments mis en place dans le pavage sont reliés à des appareils de lecture par des conduites et des fils électriques.

Pour suivre certains comportements des dalles de la chaussée, les joints de construction ont été instrumentés à l'aide de fissuromètres de type CARLSON J1.0 (Fig. 4). Il est ainsi possible de suivre les mouvements de la chape en neufs points (Fig. 5).

De plus, il était intéressant de connaitre le gradient de température dans le béton selon la température extérieure. À cet effet, douze thermocouples ont été noyés dans un cylindre, lui-même scellé dans la chaussée (Fig. 6). Ainsi, nous pourrons interpréter les phénomènes de dilatation différentielle, point fondamental du bon fonctionnement de la liaison ancienne dalle-nouvelle chape.

2.2.3.4 Échantillonnage

Chaque camion arrivant sur le chantier était contrôlé quant à son affaissement et sa teneur en air. Ensuite, pour certains camions, des échantillons étaient prélevés selon un plan d'échantillonnage complet ou partiel. Le détail de ces plans figure dans les tableaux 8 et 9 respectivement.

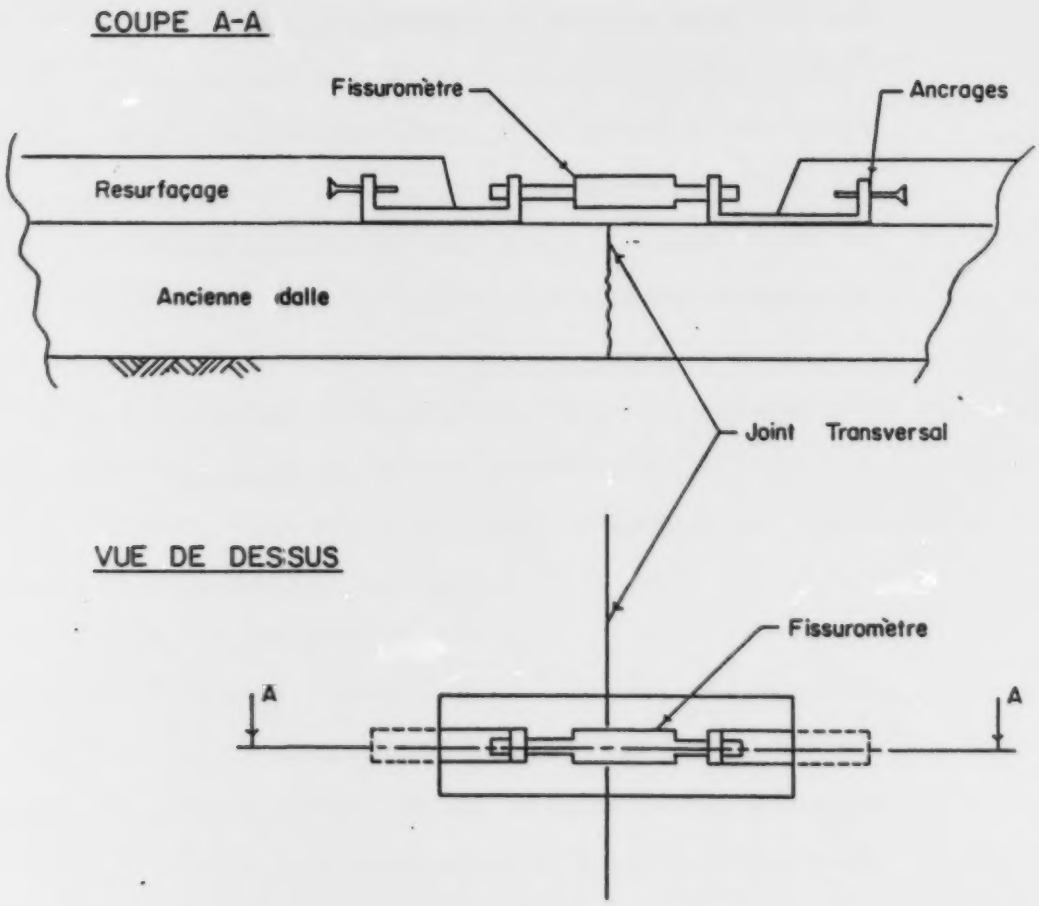


FIGURE 4 Schéma du montage d'un fissuromètre.

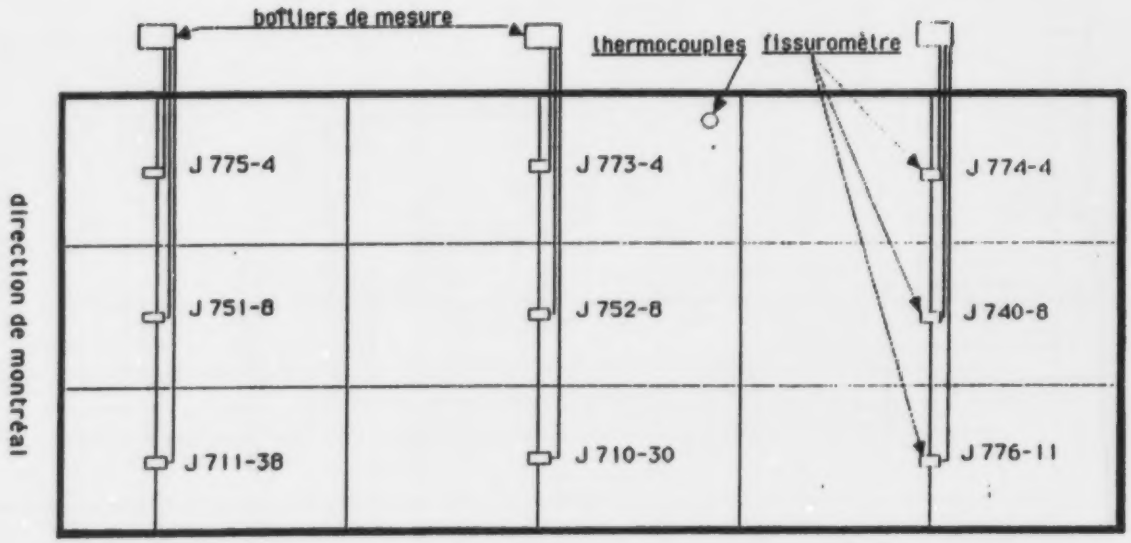


FIGURE 5 Localisation des fissuromètres et des thermocouples

RÉPARTITION DES THERMOCOUPLES

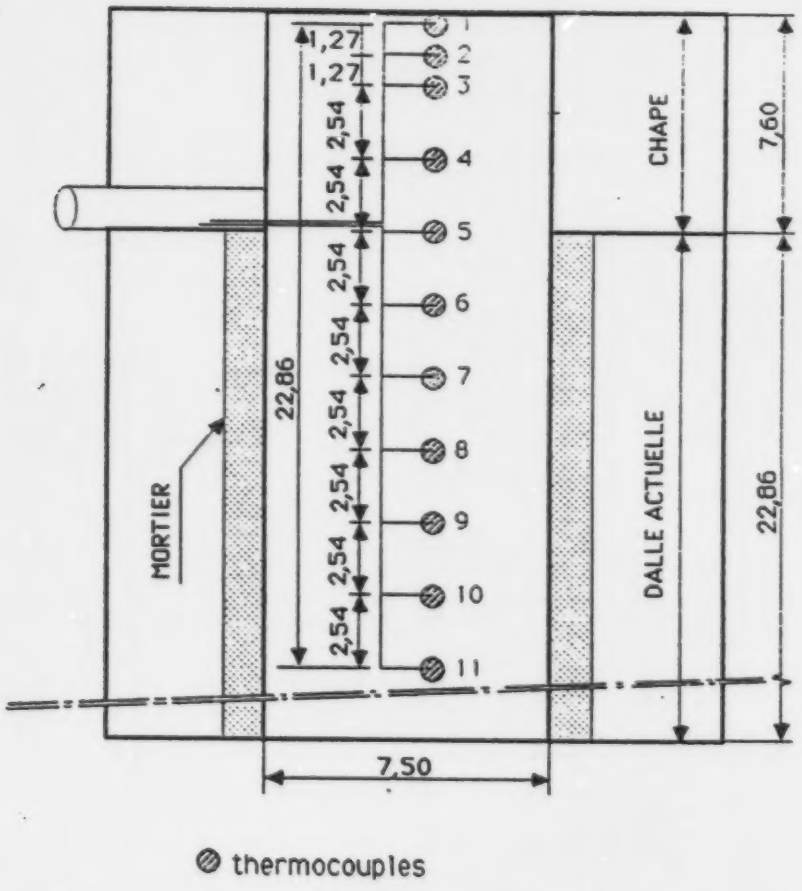


FIGURE 6 Coupe montrant la répartition des thermocouples

Béton frais	Affaissement	2 par camion, au début, milieu							
	Teneur en air	2 par camion, au début, milieu							
	Masse volumique	1 par camion, au milieu							
	Homogénéité	2 par camion, au début, milieu							
	Cône inversé	1 par camion, au milieu							
Béton durci	Identification des essais	Âge			Nombre d'échantillons				
		7d	28d	1 an	100 x 200	150 x 300	150 x 150 x 500	100 x 100 x 375	95 x 305 x 305
	Compression 100 x 200	3	3	3	9				
	Compression 150 x 300		3			3			
	Déf. contrôlée 150 x 150 x 500		4				4		
	Retrait	2+2						4	
	Module d'élasticité 150 x 300		2			2			
	Traction (brésilien) 150 x 300		3			3			
	Chocs 150 x 300		2			2			
	Abrasion 95 x 305 x 305		2						2
	Total échantillonnage complet				9	10	4	4	2

TABLEAU 8 Plan d'échantillonnage complet

Béton frais	Affaissement	2 par camion, au début, milieu		
	Teneur en air	2 par camion, au début, milieu		
	Masse volumique	1 par camion, au milieu		
	Homogénéité	2 par camion, au début, milieu		
	Cône inversé	1 par camion, au milieu		
Béton durci	Identification des essais	Âge 28d	Nombre d'échantillons	
			100 x 200	150 x 300
	Compression 100 x 200	3	3	
	Traction (brésilien)	3		3
	TOTAL		3	3

TABLEAU 9 Plan d'échantillonnage partiel

Les échantillons ont été prélevés alors que les camions étaient à moitié déchargés. De plus, tous les échantillons ont été consolidés par vibration. Les échantillonnages effectués le vendredi sont restés sur le bord de la chaussée durant la nuit, sous des couvertures isolantes, puis transportés au laboratoire de l'Université de Sherbrooke pour être démoulés le lundi matin. Le béton renforcé de fibres EUROSTEEL fait toutefois exception, car compte tenu de son durcissement insuffisamment avancé, il a été jugé préférable de le laisser avec le béton sans fibre coulé le samedi matin, durant la fin de semaine, sous des couvertures isolantes. Le rapatriement a alors eu lieu le lundi.

Après leur démoulage, tous les échantillons ont été conservés dans de l'eau saturée de chaux.

2.2.3.5 Composition des bétons utilisés

Forts de l'expérience obtenue en laboratoire avec les bétons renforcés de fibres et conscients des problèmes qui peuvent survenir dans le cas d'une mauvaise composition des mélanges, nous avons continué de respecter les règles de base de formulation de ces bétons.

Ainsi, le dosage en ciment du béton est relativement élevé (420 kg/m^3), la taille du gros granulat est réduite et ne dépasse pas la demi-longueur d'une fibre (pierre de 20 mm), et enfin le volume de sable est équivalent au volume de pierre pour réduire le dosage en gros granulats. Les deux formules des bétons avec et sans fibres figurent dans le tableau 10 et les granulométries des sables et pierres dans le tableau 11.

Dans ce projet, nous avons utilisé les trois mêmes sortes de fibres que celles utilisés dans le cadre de l'étude du chapitre 3, à savoir: les fibres de marque DRAMIX, EUROSTEEL, XOREX (Tableau 12).

			Composition des bétons	
			Avec fibres	Sans fibres
kg/m^3	Ciment		420	420
	Eau		160	160
	Sable (SSS)		850	720
	Pierre	10 mm	650	210
		14-20 mm	216	830
		Total	866	1040
Entraîneur d'air (L)			0,5	0,5
Masse volumique (kg/m^3)			2296 (sans fibres)	2340
Rapport E/C			0,38	0,38

TABLEAU 10 Formule de mélange des bétons

Tamis		Pourcentage cumulatif passant (%)			
		Sable	Pierre 10 mm	Pierre 14-20mm	10 mm - 75% 14-20mm - 25%
mm	28			100	100
	20			95	99
	14		100	47	87
	10	100	97	11	76
	5	96	10	1	8
	2,5	91			
	1,25	80			
µm	630	56			
	315	22			
	160	6			
	80	2			

TABLEAU 11 Granulométrie du sable et des pierres

	Unité	DRAMIX ZP 50/.50	XOREX RIBTEC 2"	EUROSTEEL 60/1.00
Longueur	mm	50	53,5	60
Diamètre	mm	0,50	1,44	1,00
Section		circulaire	rectangulaire	circulaire
Diamètre équivalent	mm	0,50	0,96	1,00
Élancement 1/d		100	55,7	60
Densité	kg/m^3	7850	7850	7850
Nombre de fibre/kg		12800	3300	2700
Forme générale		ronde crochetée	aplatie ondulée	ronde ondulée

TABLEAU 12 Caractéristiques des fibres

De ce chapitre, nous avons retenu que ces types de fibres ne sont pas très performantes dans des matrices de rapport E/C de 0,3. Aussi, nous préférons travailler avec des mélanges à E/C plus élevé (0,38).

Nous avons également remarqué que les dosages faibles n'étaient pas d'un très grand apport. Toutefois, compte tenu du fait que les bétons de laboratoire ne contenaient pas d'air (moins de 3%), nous pouvons espérer un meilleur comportement des faibles dosages dans des matrices avec environ 6% d'air entrainé (plus de glissement des fibres). Aussi, les bétons fabriqués étaient dosés à 22 kg/m^3 et 34 kg/m^3 de fibres.

En plus de constituer des bétons relativement économiques, ces dosages ne posent aucun problème de faisabilité. L'introduction des fibres a été effectué directement sur le convoyeur qui alimente le malaxeur à l'usine de béton.

2.2.3.6 Codification des mélanges

Pour caractériser un mélange de béton rapidement, le système de codification suivant a été adopté:

Type de fibres utilisées	Dosage en fibres	Numéro de livraison	Moment de l'essai	Type d'échantillonnage
D = DRAMIX	22		A = début du camion	P = partiel
E = EUROSTEEL	24			
R = RIBTEC (XOREX)	34		B = milieu du camion	C = complet

Exemple 1: D22-2B-C

D - fibre du type DRAMIX

22 - dosage en fibres 22 kg/m^3

2 - deuxième livraison de ce type de béton échantillonné

B - échantillonnage en milieu de camion

C - échantillonnage complet

Exemple 2: S-1A-P

S - béton sans fibre

1 - première livraison de ce type de béton échantillonné

A - échantillonnage en début de camion

P - échantillonnage partiel.

2.2.4 Suivi du projet

Ces travaux se sont étendus sur une semaine, comprenant la préparation de la surface (jet de sable, scarification à froid, clouage) et la mise en place du béton. Trois étapes d'étude permettront de juger de l'opportunité d'une telle expérience:

- l'observation initiale du site et des travaux préalables à la mise en place du béton pour caractériser le comportement mécanique futur de la chaussée;
- l'échantillonnage du béton pour connaitre ses caractéristiques à l'état frais et à l'état durci;
- le contrôle des mouvements de la chaussée par une instrumentation des joints et une observation visuelle périodique.

2.2.5 Résultats

2.2.5.1 Observation initiale

Le fonctionnement mécanique de la chape de recouvrement est susceptible d'être influencé et fortement dicté par la qualité de son support. Ainsi, la connaissance de l'état de fissuration et de dégradation de la base est nécessaire pour envisager une interprétation correcte des performances de la nouvelle couche de roulement.

Un relevé systématique de l'état de la chaussée initiale a donc été effectué, à savoir, la présence de fissures et de réparations antérieures. Les réparations effectuées dans le cadre du chantier sont également présentées sur la figure 7 qui représente l'état des dalles avant l'exécution des travaux.

L'état général des dalles expérimentales est satisfaisant. Nous recensons quelques fissures transversales et plusieurs réparations, essentiellement aux joints transversaux.

2.2.5.2 Observation des travaux préalables

La mise en place de la chape de recouvrement en béton renforcé de fibre constituait la finalité du projet. Cependant, des travaux préalables étaient nécessaires, tels que la préparation de la surface des dalles expérimentales.

Deux types de préparation de surface ont été envisagés: la scarification et le jet de sable (Fig. 8). Au niveau de la réalisation, ces deux techniques sont rapides et relativement simples à mettre en oeuvre. Cependant, l'état de surface traitée au jet de sable ne semble pas être

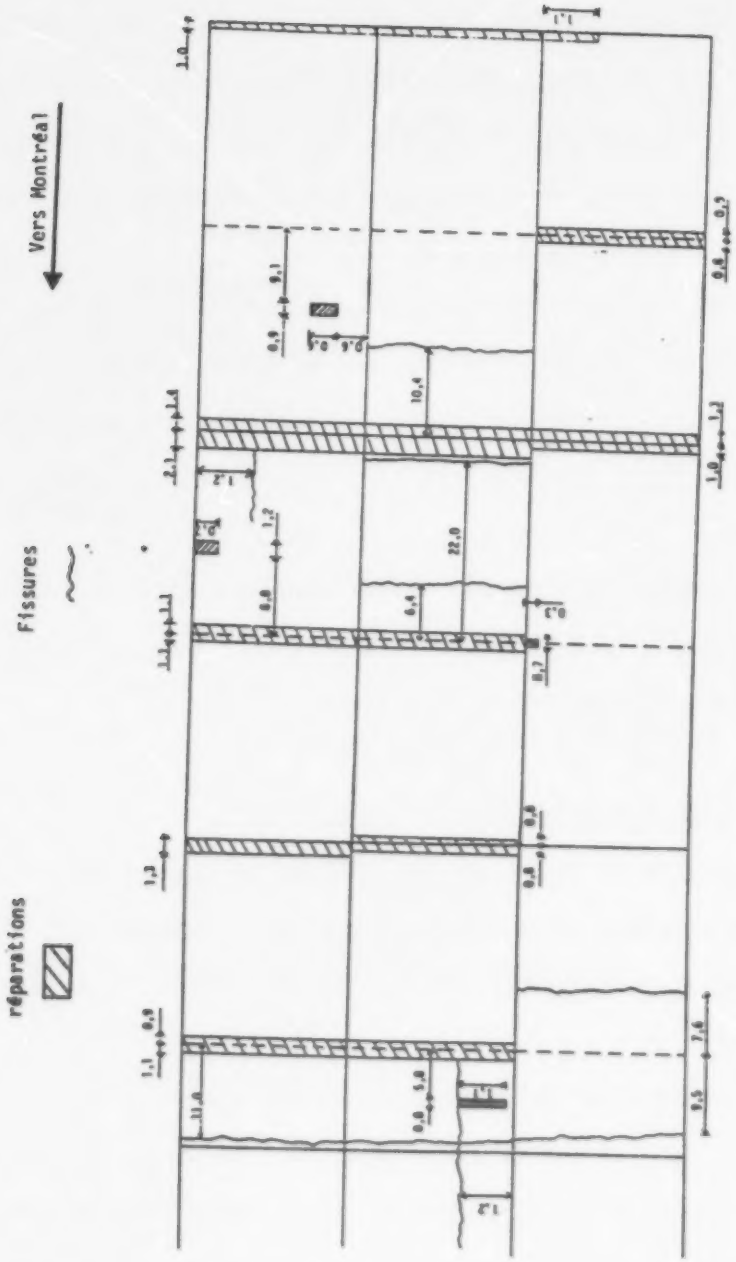


FIGURE 7 État de la dalle existante avant recouvrement

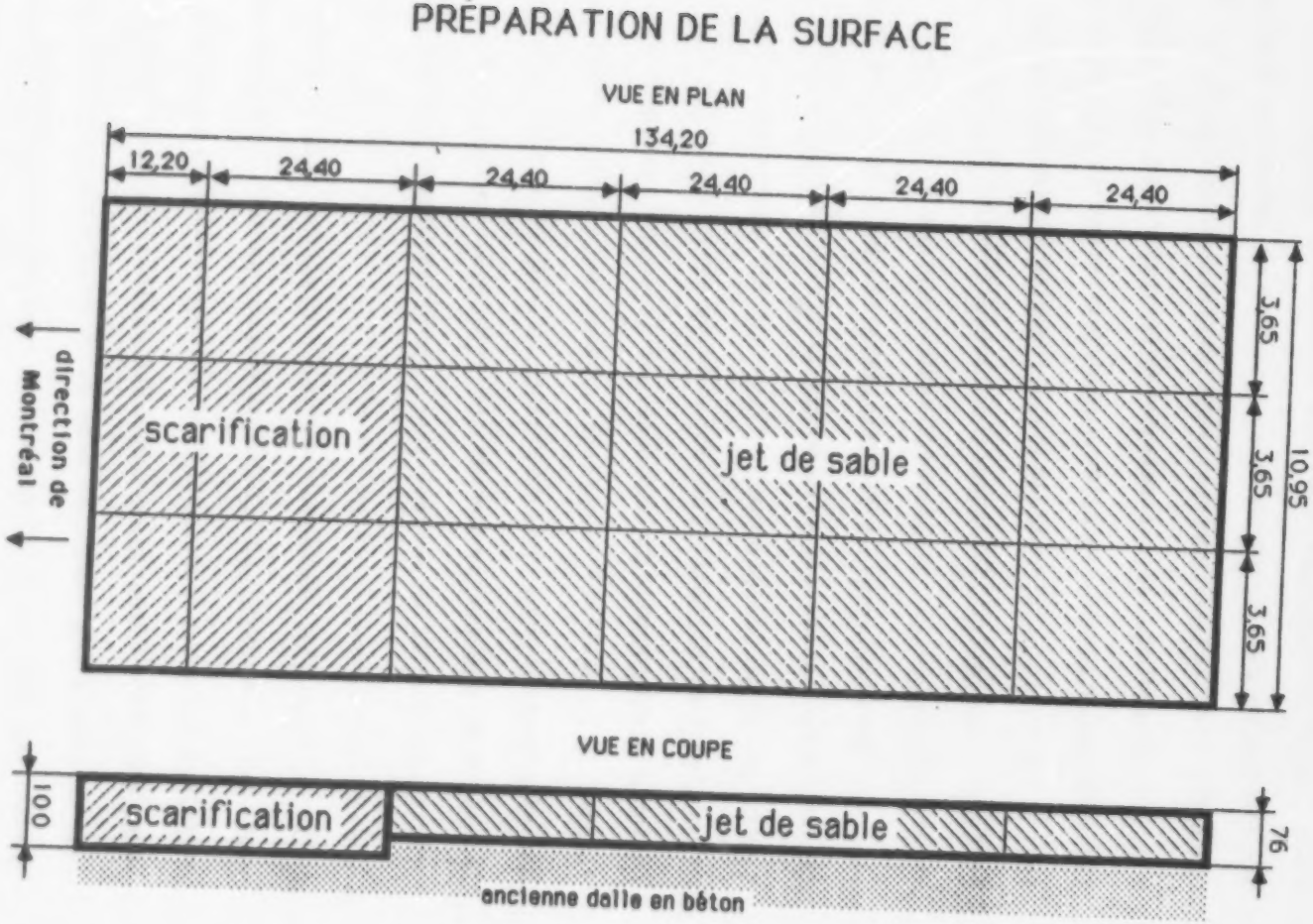


FIGURE 8 Localisation des surfaces préparées par scarification et par jet de sable

en mesure d'apporter une adhérence extraordinaire. Les dalles sont propres mais demeurent très lisses.

Par contre, la scarification sur une épaisseur de seulement 2,5 cm (1 po) ne pose vraiment aucun problème et laisse une surface rugueuse susceptible de fournir une meilleure adhérence mécanique.

Cependant, la technologie de la scarification demeure une action violente au niveau de la surface, qui peut créer un réseau de microfissures. Ainsi, le développement d'une rugosité de surface se fait possiblement par un affaiblissement des propriétés de résistance de la couche superficielle, ce qui n'est pas à notre avantage.

Pour améliorer la liaison entre la chape et la structure existante, un ancrage mécanique a été envisagé par l'intermédiaire de clous. Ces clous de 38 mm de longueur (1,5 po) ont été placés manuellement à l'aide de pistolet et devaient être enfoncés sur leur demi-longueur. Cette opération a été longue et fastidieuse et il serait possible à l'avenir d'envisager de la réaliser de manière automatique. La régularité obtenue n'est pas excellente compte tenu du fait que l'enfoncement du clou variait selon la nature du matériau rencontré: pâte de ciment ou granulat. D'autre part, l'irrégularité de la surface scarifiée n'était pas pour améliorer la qualité du clouage.

Ainsi, à la base de nombreux clous, on a pu noter la présence d'un petit cratère où le béton s'était écaillé. Dans certains cas, ce cratère a nui à la stabilité du clou et plusieurs clous sont alors tombés. Cependant, dans l'ensemble, les clous étaient solides.

Signalons tout de même qu'il aurait peut-être été préférable de planter des clous plus longs (50 mm) avec une forme vrillée, afin d'éviter la formation des cratères.

2.2.5.3 Mise en place et mûrissement du béton

La mise en place du béton sur le chantier a été réalisée à l'aide d'une paveuse à coffrage coulissant du type C.650.5 de Gomaco. Cette paveuse comporte une vis qui permet d'étendre le béton ainsi qu'un cylindre qui se déplace latéralement et qui,tout en effectuant un certain serrage du béton,définit le profil du pavage. En raison de l'obstruction créée par l'instrumentation en place, il a été nécessaire d'enlever l'appareil de vibration sur la paveuse.

La mise en place du béton a été réalisée en majeure partie vendredi le 24 octobre 1986 et complétée le lendemain. Un total de cent quinze mètres cubes de béton a été ainsi utilisé. La texture de surface a d'abord été réalisée à l'aide d'une toile trainée par la paveuse. On s'est rapidement rendu compte que cette toile soulevait les fibres et il a été nécessaire de l'enlever. Un travail manuel difficile était indispensable pour corriger ces défauts d'uni qui se présentaient sous forme de petits cratères.

Après la mise en place du béton, un scellant de mûrissement était appliqué sur la surface pour éviter un dessèchement trop rapide pendant la période d'hydratation.

Le sciage des joints, en correspondance avec ceux de la dalle existante, a été effectué dans les délais nécessaires. En raison de la période de l'année à laquelle les travaux ont eu lieu, des couvertures isolantes ont été appliquées sur la surface de béton frais la nuit suivant la mise en place. Cette protection devait éviter un abaissement trop grand de la température du béton pouvant nuire au gain normal de résistance.

Cependant, la nuit a été très froide et malgré la présence des couvertures, la surface de béton était froide le lendemain. Nous ne pensons pas que le béton ait pu gelé, mais en raison de la grande surface exposée, il a certainement subi un refroidissement quelque peu dommageable. Ce béton mis en place a, par la suite, subit aux jeunes âges des conditions de mûrissement difficiles. À l'avenir, ce genre d'ouvrage devra être effectué plus tôt dans la saison.

Rappelons que l'ensemble du projet comporte 18 dalles réparties entre les différents types de fibres, dosages en fibres et préparation de surface (Tableau 7).

Les calculs des volumes théoriques de béton avaient été effectués afin d'obtenir la transition entre deux types ou dosage en fibres au niveau d'un joint séparant deux dalles. Cependant, les légères variations au niveau de l'épaisseur (7,5 cm ± 1,5 cm), ainsi que les irrégularités de la surface ont seulement permis de se rapprocher du joint. La figure 3 représente les dalles réellement exécutées.

Globalement, la fabrication des bétons n'a pas posé de problèmes particuliers. Le choix des formules de mélange et des procédures de malaxage a donné satisfaction.

Ainsi, les fibres ont été incorporées à l'usine à béton, directement sur le convoyeur menant les matériaux au malaxeur, simultanément à ceux-ci. Cette méthode donne des résultats satisfaisants quant à l'homogénéité de la dispersion des fibres dans le mélange. C'est toutefois une opération très difficile, compte tenu du poids des poches de fibres (30 kg) et du danger que représente leur vidage sur un convoyeur.

Il faudrait donc concevoir un dispositif adéquat pour l'introduction des fibres de façon sécuritaire.

2.3 Essai sur le béton frais

2.3.1 Introduction

Entre le moment du chargement du camion à l'usine à béton et le moment de la mise en place de ce béton sur le chantier, il s'écoulait environ 30 à 45 minutes. Afin de contrôler l'évolution des caractéristiques du béton à l'état frais, nous avons mesuré l'affaissement et la teneur en air au départ de l'usine et à l'arrivée sur le chantier.

Pour permettre une mise en place aisée et une résistance aux cycles de gel-dégel, un affaissement de l'ordre de 60 mm et un pourcentage d'air de 5 à 7% étaient recherchés. Lorsque le béton ne correspondait pas à ces valeurs, des adjuvants, à savoir un superplastifiant ou un entraineur d'air, étaient ajoutés sur le chantier avant la mise en place du béton.

Lors de la mise en place du béton, l'affaissement et la teneur en air étaient recontrôlés au début et au milieu du déchargement. Nous avons également procédé à la mesure du temps d'écoulement à travers le cône inversé, au milieu du déchargement.

2.3.2 La maniabilité

2.3.2.1 L'essai au cône standard

Malgré deux essais préliminaires effectués à l'usine à béton dans les jours qui ont précédé le chantier, il a fallu placer deux camions de béton avant que le béton n'arrive au chantier avec la consistance voulue.

En fait, le transport du béton de l'usine au chantier, dans un délai supérieur à 30 minutes, a pour effet de diminuer sensiblement la maniabilité.

L'affaissement au cône standard a ainsi chuter de 25 à 65 mm selon la valeur initiale au départ de l'usine (Tableau 13). Il était donc nécessaire de corriger cette faiblesse.

Pour cela, nous avons rajouté une certaine quantité de superplastifiant, et même parfois d'eau, afin de retrouver la valeur attendue après un malaxage prolongé de quelques minutes dans le camion.

Au début du déchargement, le béton avait alors l'affaissement requis, de l'ordre de 60 mm (Tableau 13). Après que les camions aient été vidés de moitié, nous avons effectué de nouveaux essais d'affaissement.

Nous constatons que la maniabilité n'est pas homogène sur tout le volume du camion. Une baisse de la valeur de l'affaissement est sensible pour chaque mélange, entre le début du déchargement et le milieu. Celle-ci est d'autant plus accentuée que le béton ne correspondait pas aux exigences à son arrivée sur le chantier, et qu'il était livré dans un camion dont les pales du malaxeur étaient en mauvais état (deux premiers camions).

Il est donc très difficile de plastifier un béton contenant des fibres d'acier, sur chantier, pour le volume total du camion. Il est préférable d'utiliser des camions malaxeurs en parfait état et, si nécessaire, de corriger l'affaissement de manière progressive lors du déchargement.

Sur la figure 9, nous avons représenté l'évolution de l'affaissement du départ à l'usine, jusqu'à la mise en place. Il est clair que la mise en place d'un béton d'affaissement moyen de 43 mm posait des problèmes de maniabilité et qu'une intervention était indispensable pour faciliter la mise en place, même après un déchargement de moitié.

Camion		Départ de l'usine		Arrivée sur le chantier		Début du déchargement		Milieu du déchargement	
		Affais. (mm)	Air (%)	Affais. (mm)	Air (%)	Affais. (mm)	Air (%)	Affais. (mm)	Air (%)
1	D22-1	40	6,2	15	4,1	60	5,7	30	4,4
2	D22-2	55	5,8	—	—	60	6,4	20	4,4
3	D22-3	100	9,5	60	7,8	60	7,6	50	7,0
4	D22-4	85	8,8	50	6,0	50	6,0	—	—
5	R24-1	120	>10	60	8,1	60	8,1	35	6,2
6	R24-2	95	—	40	5,7	—	—	35	4,7
7	D34-1	105	—	40	3,2	—	—	—	—
8	D34-2	—	—	50	6,1	60	5,4	55	3,8
9	D34-3	—	—	45	4,4	90	5,5	55	4,6
10	R34-1	—	—	60	5,9	—	—	40	5,0
11	R34-2	—	—	70	8,3	—	—	65	7,4
13	E-34-1	—	—	175	9,3	—	—	165	10,0
15	S-2	—	—	80	5,0	—	—	60	4,8

TABLEAU 13 Résultats des essais sur béton frais aux différentes étapes du chantier

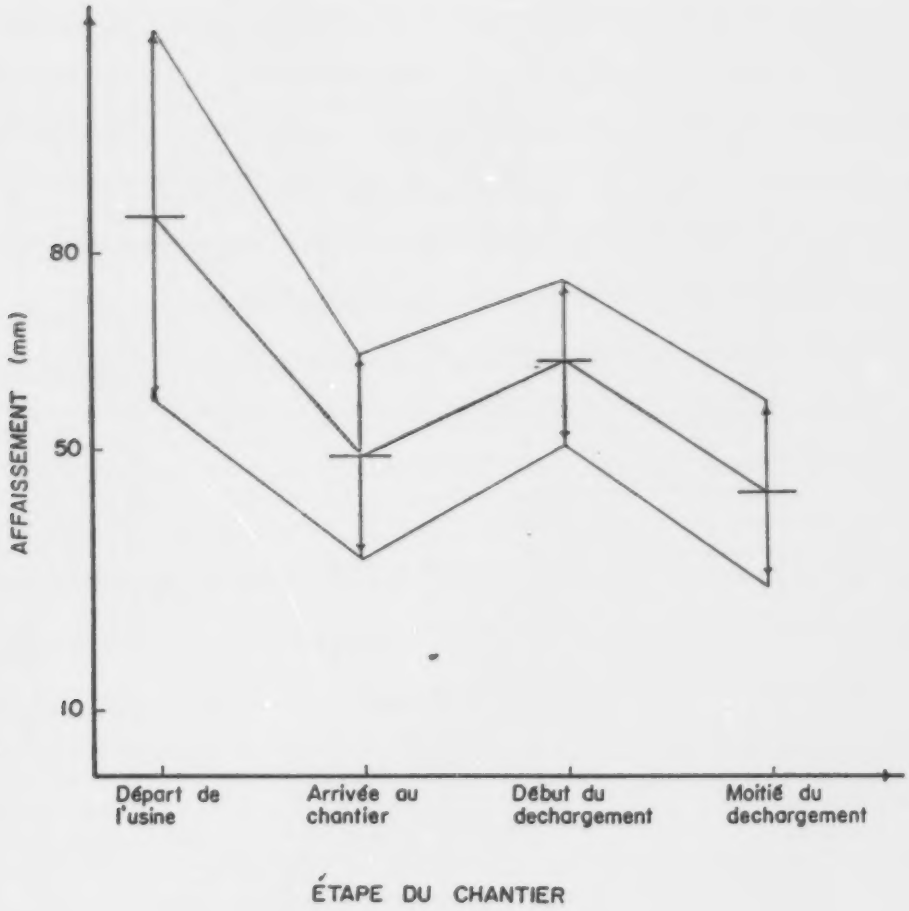


FIGURE 9 Évolution de l'affaissement du béton entre le départ de l'usine et la mise en place

2.3.2.2 L'essai au cône inversé

Après avoir déchargé le camion de la moitié de sa charge, nous avons mesuré la maniabilité de deux façons différentes, d'une part avec le cône d'affaissement standard, et d'autre part avec le cône d'écoulement inversé. Cet essai est présenté sur la figure 10.

Sur la figure 11, nous avons reporté l'ensemble des points obtenus sur le chantier ainsi que la courbe de régression développée dans une étude au laboratoire de l'université pour un rapport E/C de 0,4:

$$(t) = 140 / (mm) + 4,2$$

Les valeurs expérimentales et estimées par cette formule sont présentées dans le tableau 14.

Il faut bien voir que cette formule a été obtenue à partir de béton de rapport E/C de 0,4 précis et ne contenant pas d'air entraîné (2 à 3% au maximum).

Dans notre cas, le rapport E/C est théoriquement de 0,38 et le pourcentage d'air entraîné a varié de 4 à 8%. Ainsi, la formule précédente n'est pas directement utilisable mais elle va nous permettre de corréler nos données expérimentales.

Dans un premier temps, nous remarquons que les valeurs obtenues sur chantier suivent relativement bien l'allure de la courbe de la figure 11. Certains points sont au-dessus de la courbe, d'autres en-dessous, mais aucun n'est en désaccord total.

Si nous regardons nos données de plus près, nous pouvons voir que lorsque le pourcentage d'air augmente, le temps mesuré au cône inversé diminue et inversement. Ainsi, si le pourcentage d'air est inférieur à 5%,

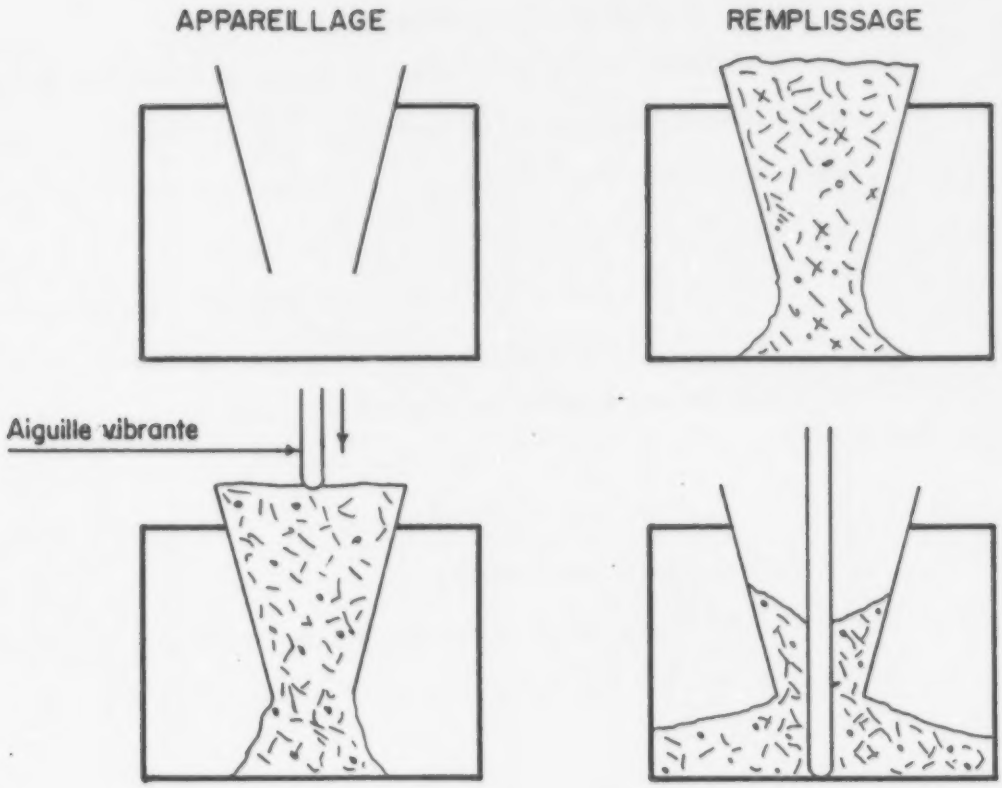
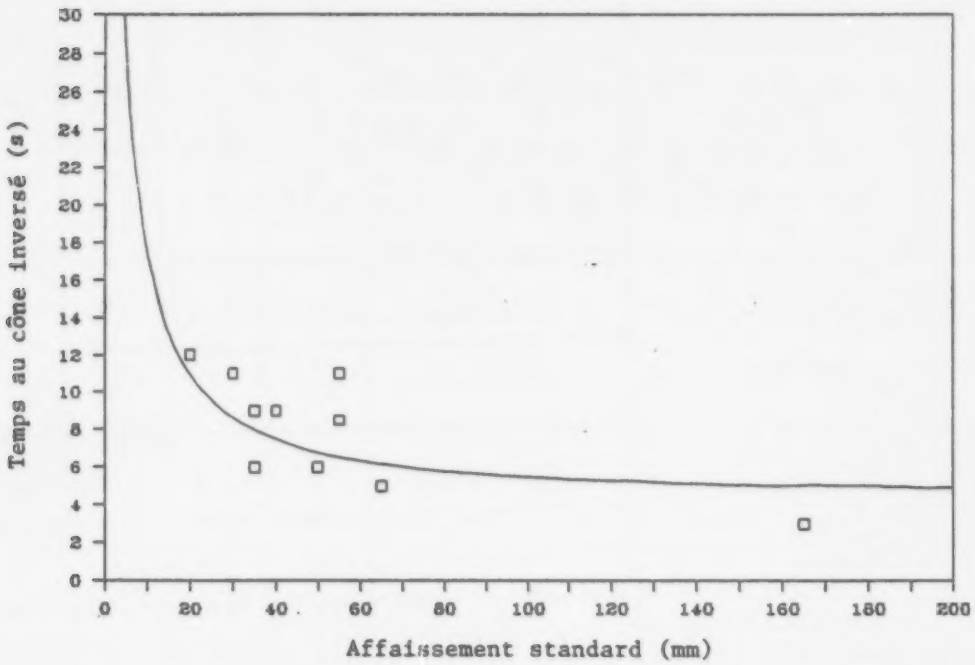


FIGURE 10 Principe de l'essai de maniabilité au cône d'affaissement inverse (norme ASTM C995-83)



□ Résultats des bétons de chantier

—— Corrélation développée au chapitre 3

FIGURE 11 Corrélation entre les essais d'affaissement au cône standard et au cône inversé

Échantillonnage de béton *	Affaissement (mm)	Pourcentage d'air (%)	Temps au cône inversé (s)	Temps estimé (s)
D22-1B-P	30	4,4	11	9
D22-2B-C	20	4,4	12	11
D22-3B-P	50	7,0	6	7
R24-1B-P	35	6,2	6	8
R24-2B-C	35	4,7	9	8
D34-2B-C	55	3,8	11	7
D34-3B-P	55	4,6	8,5	7
R34-1B-C	40	5,0	9	12
R34-2B-P	65	7,4	5	6
E34-1B-C	165	10,0	3	5

* à la moitié du déchargement

TABLEAU 14 Données expérimentales et théoriques sur l'affaissement

le point expérimental est au-dessus de la courbe, et si le pourcentage d'air est supérieur à 5%, le point est au-dessous de la courbe.

Le pourcentage d'air joue donc un rôle majeur dans la maniabilité des bétons renforcés de fibres.

Enfin, les données obtenues sur le chantier confirment que l'essai d'affaissement normalisé ne suffit pas à caractériser l'énergie nécessaire à une bonne mise en place du béton renforcé de fibres. Même avec un affaissement au cône normalisé excessif (de 165 mm par exemple), nous avons obtenu un temps au cône inversé de 3s. Il est donc préférable, si l'on veut s'en tenir à l'essai au cône d'affaissement normalisé, et compte tenu des difficultés à plastifier un mélange dans un camion, de prévoir dès le départ des affaissements au-dessus de la moyenne, de l'ordre de 100 à 150 mm.

Ainsi, avec un pourcentage d'air ordinaire (5 à 7%), le temps d'écoulement à l'essai au cône inversé devrait être de l'ordre de 5s, ce qui correspond à un béton de bonne maniabilité.

2.3.3 La teneur en air

Comme pour le cas de l'affaissement, nous avons mesuré la teneur en air du béton frais à différentes étapes. Il est nécessaire d'avoir un béton homogène vis-à-vis de cette caractéristique afin d'envisager une résistance aux cylces de gel-dégel.

Nous avons reporté sur le tableau 13 les mesures effectuées pour les différents bétons. La figure 12 représente l'évolution de la moyenne des teneurs en air mesurées, aux différentes étapes. Cette figure ressemble à la figure 9 développée pour les mesures d'affaissement. En fait, la quantité d'air entrainé se trouve elle aussi diminuée par l'effet du

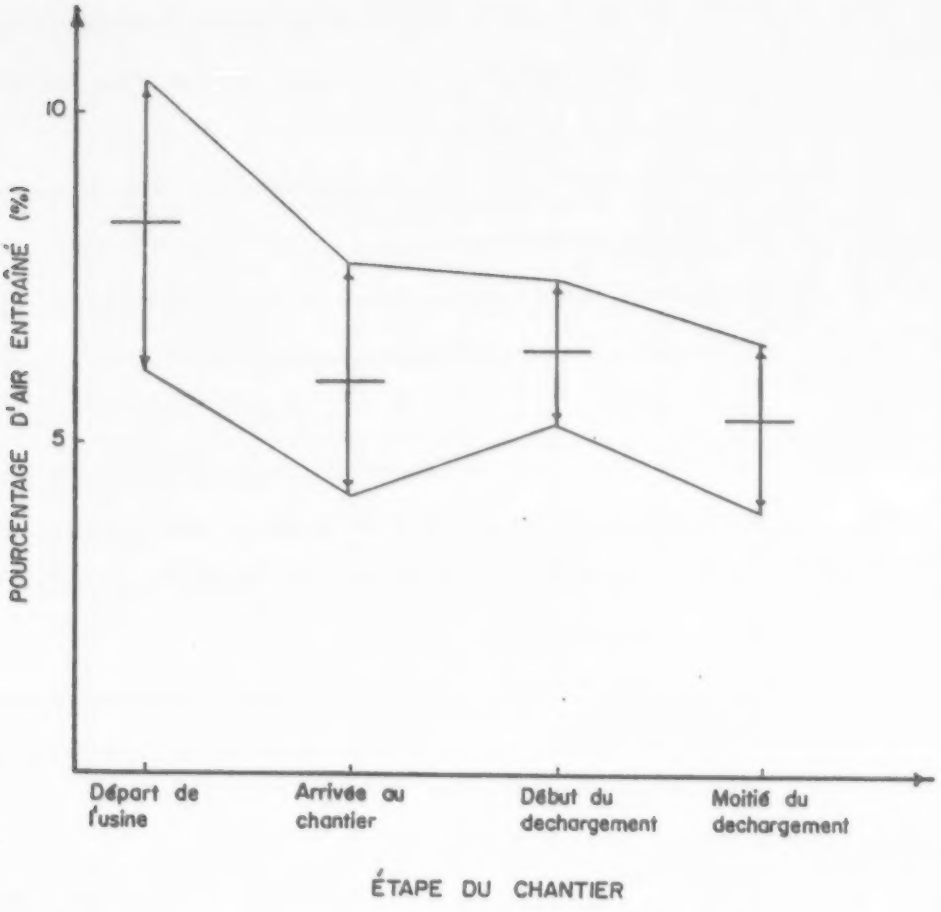


FIGURE 12 Évolution de la teneur en air du béton entre le départ de l'usine et la mise en place

transport. En moyenne, les mélanges ont perdu de 2 à 2,5% d'air durant les 30 minutes du trajet entre l'usine et le chantier.

Pour corriger d'éventuelles déficiences du pourcentage d'air, un entraineur d'air était rajouté directement dans le camion sur le chantier et le malaxage était prolongé de quelques minutes.

Cette opération se traduit bien par une augmentation de la teneur en air du premier béton qui sort lors du déchargement. Cependant, à la moitié du déchargement, la teneur en air est en moyenne déjà inférieure à celle du béton lors de son arrivée au chantier.

Ainsi, comme dans le cas de l'affaissement, il est très difficile de corriger la teneur en air du volume total de béton. Signalons cependant qu'il n'y a aucune difficulté à entrainer de l'air dans un béton renforcé de fibres (ex.: le mélange D22-3). C'est pourquoi, il serait préférable de ne pas avoir de correction à faire sur le chantier.

2.3.4 L'essai d'homogénéité

Afin de vérifier la bonne homogénéité de la dispersion des fibres dans le volume du béton, nous avons effectué des essais d'homogénéité. Cet essai, qui n'est pas normalisé, consiste à prélever des échantillons de béton frais (environ 4 kg) à plusieurs moments au cours du déchargement.

Le béton est ensuite lavé pour enlever les particules fines et le ciment et éviter toute prise dans le temps. Au laboratoire, les différents échantillons sont séchés en étuve et il suffit alors d'extraire les fibres à l'aide d'un aimant. Connaissant la masse initiale de l'échantillon prélevé, la masse de fibres dans l'échantillon et la masse volumique du béton, il est facile de calculer le dosage en fibres et le pourcentage volumique qu'il représente.

Dans le tableau 15, nous avons reporté les résultats de cet essai ainsi que les masses volumiques des bétons. En règle générale, nous avons prélevé deux échantillons par camion, au début et à la moitié du déchargement. Dans les deux dernières colonnes de ce tableau figurent les pourcentages volumiques théoriques des mélanges, et l'écart entre la valeur mesurée et la valeur théorique.

Nous remarquons ainsi que les fibres se dispersent de façon homogène dans le mélange lorsqu'elles sont introduites directement sur le convoyeur à l'usine à béton. L'écart entre la valeur mesurée et la valeur théorique excède rarement 0,06%, soit 5 kg/m^3 de fibres. De plus, les écarts entre le début du déchargement et le milieu du déchargement se compensent généralement bien.

Parmi les mélanges qui s'éloignent un peu plus du dosage en fibres théoriques, nous retrouvons les cas qui ont posé des problèmes lors de l'introduction des fibres. Ainsi, l'opération consistant à vider des sacs de fibres pouvant peser jusqu'à 30 kg, devait être effectuée très rapidement, pendant le transport des granulats par le convoyeur. Il est arrivé que ce laps de temps soit trop court et les fibres étaient vidées sur le convoyeur alors que les autres matériaux étaient déjà acheminés dans le malaxeur. Cette introduction massive des fibres dans le mélange, sans séparation préalable, n'est certainement pas en faveur d'une homogénéité parfaite. Ce phénomène s'est produit dans le cas du mélange R34-2 par exemple. Il est tout de même intéressant de remarquer que même avec ce problème d'introduction, nous n'avons pas noté la présence d'oursins (ségrégation des fibres sous forme de boules) dans les mélanges.

Un autre cas difficile a été celui du mélange E34-1. Ces fibres sont empaquetées dans des sacs tressés qui sont très difficiles à manier

Bétons	Masse volumique (kg/m^3)	Masse volumique sans air (kg/m^3)	Dosage en fibres (kg/m^3)	Dosage volumique (%)	Dosage théorique (%)	Écart (%)
D22-1A	2300	2450	21,9	0,28	0,28	+ 0,0
D22-1B	2300	2450	20	0,25	0,28	- 0,02
D22-2A	2340	2450	16,8	0,22	0,28	- 0,06
D22-2B	2340	2450	26,2	0,33	0,28	+ 0,05
D22-3B	2250	2420	18,1	0,23	0,28	- 0,05
R24-1A	2320	2430	19,5	0,25	0,30	- 0,05
R24-1B	2320	2430	31,6	0,40	0,30	+ 0,10
R24-2A	2320	2430	19,3	0,25	0,30	- 0,05
R24-2B	2320	2430	27,6	0,35	0,30	+ 0,05
D34-1A	2330	2430	32,7	0,42	0,43	- 0,01
D34-2A	2350	2440	34	0,43	0,43	0,0
D34-2B	2350	2440	35,6	0,45	0,43	+ 0,02
D34-3A	2310	2420	31,4	0,40	0,43	- 0,03
D34-3B	2310	2420	32,5	0,41	0,43	- 0,02
R34-1A	2290	2420	29,7	C,38	0,43	- 0,05
R34-1B	2290	2420	35,5	0,45	0,43	+ 0,02
R34-2A	2250	2420	19,2	0,25	0,43	- 0,18
R34-2B	2250	2420	42,5	0,54	0,43	+ 0,11
E34-1A	2140	2370	28	0,36	0,43	- 0,07
E34-1B	2140	2370	19,7	0,25	0,43	- 0,18

TABLEAU 15 Résultats de l'essai d'homogénéité et écart par rapport au dosage visé

et surtout à vider. Le convoyeur a dû être arrêté pour permettre ainsi le dépôt des fibres. Celles-ci sont restées sous forme de tas et n'ont pas franchi l'entrée du malaxeur. Une certaine quantité est tombée de part et d'autre du convoyeur alors que des boules de fibres n'ont pas réussi à se disperser dans le mélange. Nous retrouvons ce phénomène dans l'écart entre la valeur du dosage en fibre mesurée et la valeur théorique (jusqu'à 14 kg/m^3 de différence).

Bien que nous puissions être satisfaits des résultats obtenus quant à l'homogénéité, les problèmes rencontrés confirment qu'un dispositif d'introduction progressive des fibres est indispensable si nous voulons produire industriellement des bétons aux qualités comparables.

2.4 Essai sur le béton durci

2.4.1 Introduction

Le tableau 16 présente les résultats des essais de résistance en compression, en traction (essai brésilien) et en flexion. Il est difficile de comparer chacune de ces valeurs du fait des nombreux paramètres qui les influencent et notamment des fluctuations observées sur le béton frais.

Il est tout de même intéressant de comparer les performances d'un béton renforcé de fibres et d'un béton conventionnel, lorsqu'il s'agit de bétons de chantier et non plus de laboratoire.

2.4.2 La résistance en compression

Nous avons évalué les caractéristiques de résistance en compression des bétons à diverses échéances. À 28 jours, nous avons utilisé deux tailles de cylindres dans le cadre de cet essai:

Référence mélanges		D22-1B-P	D22-2B-C	D22-3B-P	R24-1B-P	R24-2B-C	D34-2B-C	D34-3B-P	R34-1B-C	R34-2B-P	E34-1B-C	S-2B-C
Type fibres		DRAMIX	DRAMIX	DRAMIX	RIBTEC	RIBTEC	DRAMIX	DRAMIX	RIBTEC	RIBTEC	EUROST	SANS
Dosage en fibres		22	22	22	24	24	34	34	34	34	34	—
Échantillonnage		P	C	P	P	C	C	P	C	P	C	C
Affaissement initial (mm)		15	—	60	60	40	50	45	—	70	175	80
Air initiale (%)		4,1	—	7,8	8,1	5,7	6,1	4,4	—	8,3	9,3	5
Eau ajoutée (L)		0	36	0	0	9	5	3	0	0	0	0
Superplast. (L)		4	4	0	0	4	2	3	0	0	0	0
Entraîneur d'air (L)		0	0	0	0	0	0	0,2	0,17	0	0	0
Affaissement final (mm)		60	60	60	60	—	60	60	60	70	175	80
Air final (%)		5,7	6,4	7,8	8,1	—	5,4	5,5	5,9	8,3	9,3	5
Masse volumique (t/m^3)		2,45	2,45	2,42	2,43	2,43	2,44	2,42	2,42	2,42	2,37	2,50
COMPRESSION 100 x 200	5d		39,9			36,0	37,1		35,4		17,1	25,4
	7d		43,3			39,6	39,6		39,6		21,3	35,9
	28d	53,2	52,8	45,0	45,8	49,2	54,4	50,9	49,2	39,2	28,9	46,4
	1 an		69,7			61,4	63,7		58,6		33,1	59,5
150 x 300 (MPa)	28d		51,2			42,7	45		44,6		28,2	42,0
Brésilien (MPa)	28d	4,7	4,2	3,5	3,5	3,0	4,6	5,2	3,5	3,4	2,4	3,7
Flexion (MPa)	28d		5,0			5,9	5,7		5,8		4,6	5,8
Module (GPa)	E 28d		27,5			24,0	24,4		23,1		17,8	33,0

TABLEAU 16 Résultats des essais sur béton durci (par camion)

Diamètre 100 x hauteur 200 (mm)

Diamètre 150 x hauteur 300 (mm).

Nous avons obtenu des différences dans les valeurs des résistances pouvant aller jusqu'à 20%. Il semble que les résistances mesurées sur des petits cylindres soient supérieures à celles mesurées sur des gros cylindres. Ceci pourrait provenir d'une orientation des fibres accrue lors de la fabrication des échantillons avec des petits cylindres. C'est pourquoi, il serait tout de même préférable d'utiliser des échantillons dont la plus petite dimension ne soit pas inférieure à 3 fois la longeur d'une fibre.

Quoi qu'il en soit, dans le cadre de ce projet, la résistance en compression n'est pas un paramètre fondamental. Elle nous donne uniquement un indice de cette qualité du béton qui permet de situer le matériau de façon générale.

Ainsi, avec un rapport E/C de 0,38 et un pourcentage d'air de l'ordre de 6%, les bétons ont des résistances en compression voisines de 60 MPa, qu'ils contiennent ou non des fibres.

Deux mélanges font toutefois exception. D'une part, le mélange D22-2B-C qui atteint une résistance proche de 70 MPa à 1 an. Ce mélange provient du deuxième camion arrivé sur le chantier qui possédait un affaissement et une teneur en air initiale très faibles. D'autre part, le mélange E34-1B-C atteint difficilement 40 MPa à 1 an, car il possédait un affaissement et une teneur en air trop élevés.

En conclusion, trop de paramètres interviennent et nous empêchent de conduire une analyse quant à l'influence du type de fibres et du dosage sur la résistance en compression. Nous savons cependant déjà que les fibres influencent peu cette propriété.

2.4.3 La résistance en traction (essai brésilien)

Nous avons mesuré la résistance en traction des différents mélanges échantillonnés par l'essai brésilien. Les résultats figurent dans le tableau 16.

En moyenne, nous n'observons pas de différences fondamentales entre les différents bétons, qu'ils soient avec ou sans fibres. La résistance obtenue par cet essai est de l'ordre de 4 MPa, soit un rapport de la résistance en compression sur la résistance en traction voisin de 12,5%.

Cependant, cet essai n'est certainement pas adapté au cas des bétons renforcés de fibres. En effet, le principe de l'essai consiste à charger un cylindre diamétralement afin de créer une contrainte de tension perpendiculairement au plan de chargement. La résistance en traction du béton étant généralement très inférieure à sa résistance en compression, on néglige l'effet de cette dernière et on admet que la rupture se fait en traction.

Il suffit alors d'observer les échantillons brisés pour confirmer ou infirmer cette hypothèse. Dans le cas d'un matériau fragile, comme le béton conventionnel, le plan de rupture est relativement régulier, aux défauts d'homogénéité près, et nous sommes en mesure de penser que la rupture a bien eu lieu en traction.

Par contre, les cylindres de béton renforcé de fibres ont présenté une fissuration multiple. Le plan de rupture était irrégulier. Ainsi, la propagation de la fissure étant certainement un phénomène moins instable dans le béton renforcé de fibres que dans le béton conventionnel, la rupture est moins fragile. Nous pensons, par la suite, que l'essai brésilien n'est pas d'un grand intérêt pour les bétons renforcés de fibres. Les

hypothèses de cet essai, valables pour les matériaux fragiles, sont trop approximatives pour le béton renforcé de fibres.

2.4.4 Le comportement en flexion

2.4.4.1 Le module de rupture

Nous savons que le béton renforcé de fibres exhibe des propriétés particulièrement intéressantes lors d'une sollicitation en flexion. Pour obtenir le comportement après fissuration du béton, nous avons soumis des poutres de 150 x 150 x 500 mm de chaque mélange à des essais de flexion menés à déflexion contrôlée.

Dans tous les résultats obtenus, les courbes charge-déflexion sont similaires et se décomposent en deux parties:

- avant fissuration avec un comportement sensiblement élastique;
- après fissuration avec un comportement pseudo-ductile.

Systématiquement, la fissuration a eu lieu en zone centrale de l'échantillon, là où le moment de flexion était le plus élévé. Une seule fissure visible se propage alors rapidement dans la zone tendue de la poutre pour s'arrêter à environ 20mm de la face comprimée (1/8 de la hauteur de la poutre). La suite du chargement de la poutre se traduit alors par l'ouverture de cette fissure empêchée par la présence des fibres (Fig 13).

Ce point de fissuration correspond dans notre cas à la charge maximale que peut reprendre le béton. Nous obtenons ainsi le module de rupture. Ces différentes valeurs, ramenées en MPa, ont été reportées dans le tableau 16. Tous les bétons ont un module de rupture satisfaisant, qu'ils soient avec ou sans fibres.

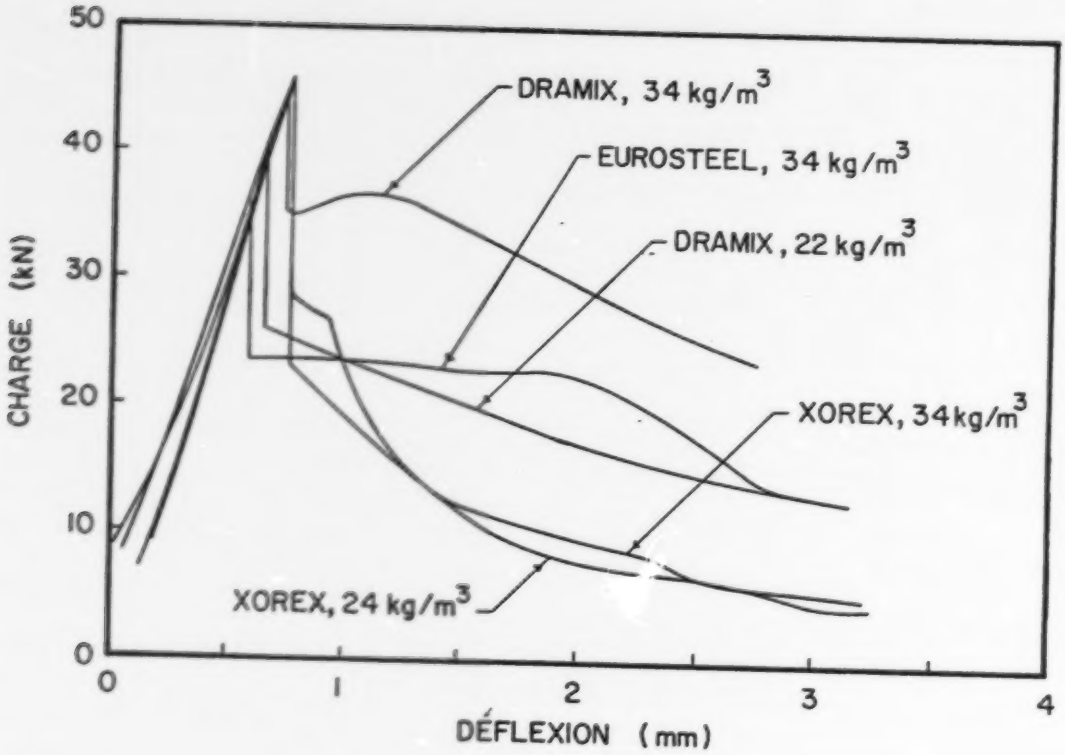


FIGURE 13 Courbes charge-déflexion pour les différents bétons

2.4.4.2 Le comportement après fissuration

Il est plus intéressant d'analyser le comportement après fissuration des bétons renforcés de fibres. Pour faciliter les comparaisons entre les mélanges et pour se rattacher à des résultats de laboratoire, nous utiliserons la représentation normalisée des courbes. Les figures 14 à 16 représentent les résultats obtenus avec les bétons du chantier, superposés avec des courbes de mélange de laboratoire ayant un rapport E/C de 0,4.

Nous pouvons considérer les différentes fibres utilisées une par une. Sur la figure 14, le comportement du mélange D34-2B-C est beaucoup plus avantageux que celui du béton de laboratoire dosé à 45 kg/m^3 de fibres DRAMIX avec un rapport E/C de 0,4. Malgré la différence dans le dosage en fibres, le mélange de chantier qui possède une matrice plus faible (présence d'air entraîné) permet un glissement plus continu des fibres, sans rupture de celles-ci. Par la suite, le comportement intrinsèque du béton présente une quasi-ductilité accrue. Pour le dosage plus faible de 22 kg/m^3, les deux courbes sont tout à fait comparables. Là aussi, la matrice la plus faible favorise le travail des fibres après fissuration.

Dans le cas de la fibre EUROSTEEL, nous ne disposons que d'un mélange de chantier E34-1B-C. Celui-ci se comporte là encore très bien vis-à-vis du mélange de laboratoire dosé à 45 kg/m^3 (Fig. 15). La faiblesse de la matrice tolère une déformation des premières ondulations de la fibre en se laissant écraser. Ceci se traduit par le palier horizontal. Ensuite, les fibres cassent progressivement comme dans le cas du mélange de laboratoire.

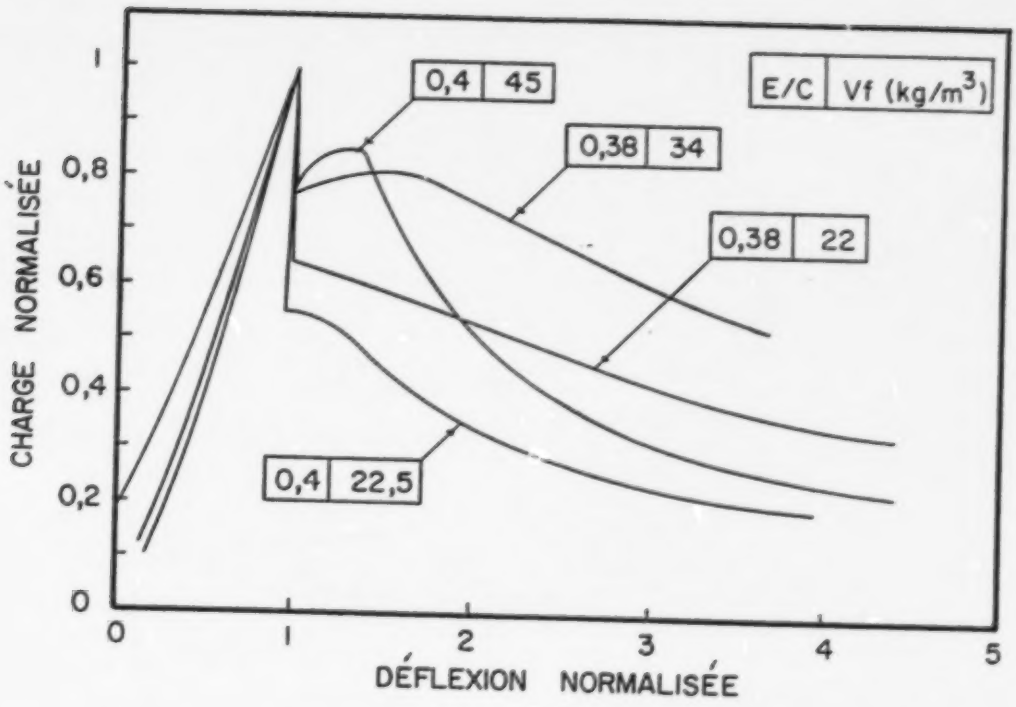


FIGURE 14 Courbes charge-déflexion normalisées pour la fibre DRAMIX

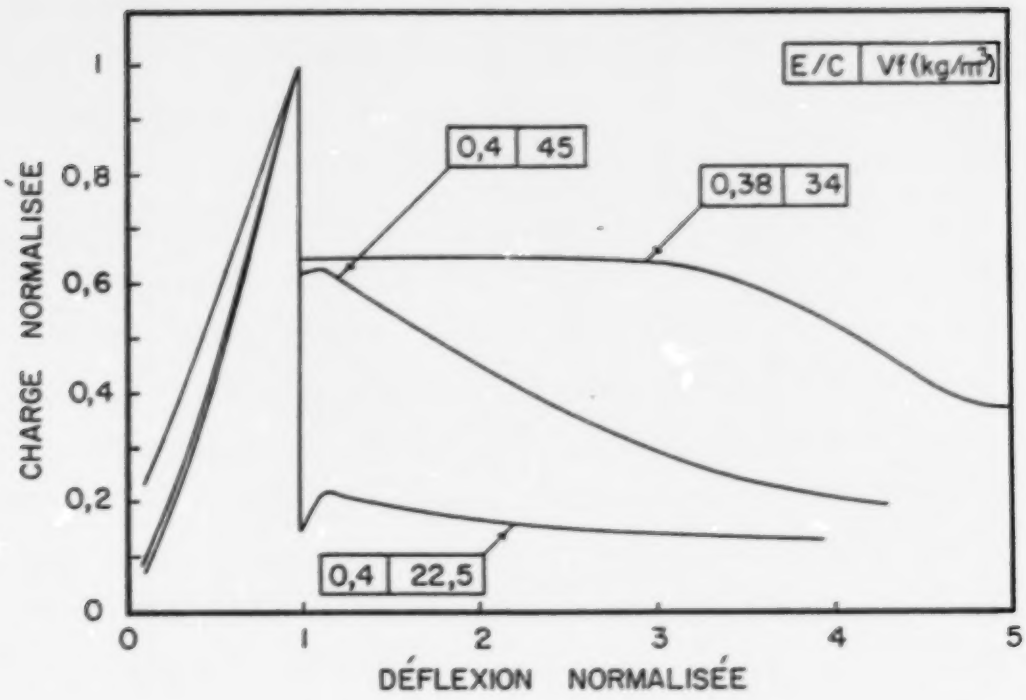


FIGURE 15 Courbes charge-déflexion normalisées pour la fibre EUROSTEEL

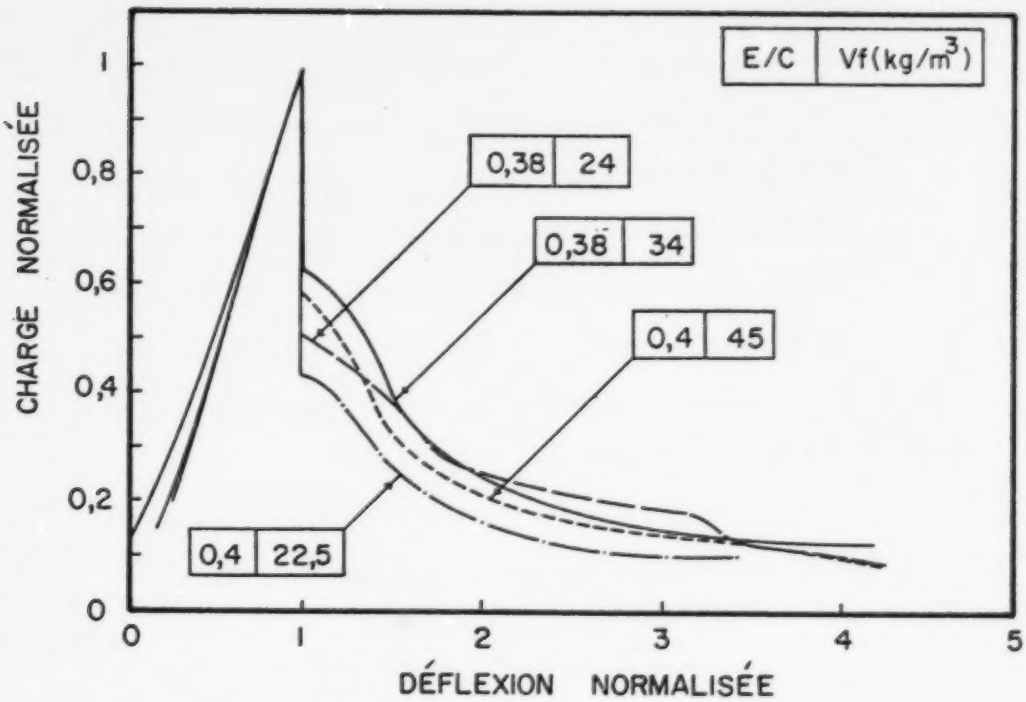


FIGURE 16. Courbes charge-déflexion normalisées pour la fibre XOREX.

Enfin, la fibre XOREX est illustrée à la figure 16. La différence de comportement selon la qualité de la matrice est beaucoup moins sensible dans ce cas. Cette fibre possède un ancrage excellent par sa forme ondulée, mais sa section n'est pas en mesure d'exploiter celui-ci même dans des matrices relativement faibles. Ces fibres cassent trop tôt.

Globalement, nous venons de confirmer que les fibres utilisées dans ce rapport sont beaucoup plus efficaces dans des matrices faibles. Ce résultat peut également être constaté à l'aide de l'indice de ténacité (Fig. 17). Les mélanges D34-2B-C et E-34-1B-C présentent des indices I10 supérieurs à 6, alors qu'en laboratoire nous n'avons jamais dépassé 4,5. Ces valeurs confirment que le comportement présente une quasi-ductilité accrue.

2.4.4.3 Discussion dans le cas des chaussées

La sollicitation simple majeure que l'on retrouve dans une chaussée est la flexion. Il nous est donc apparu important de discuter nos résultats relativement à l'intérêt qu'ils représentent pour les structures de chaussée.

Deux modes de chargement peuvent exister dans une dalle. D'une part, un chargement en charge contrôlée qui est dû au trafic routier. Le passage d'un véhicule lourd impose une charge donnée sur le pavage. C'est pourquoi l'un des paramètres principaux intervenant dans les méthodes de conception des chaussées est le module de rupture du béton utilisé.

D'autre part, les changements d'humidité et les variations de température imposent au béton des changements volumétriques. Il s'agit alors d'un chargement par déformations qui, si elles sont empêchées, se traduisent en contraintes dans le béton.

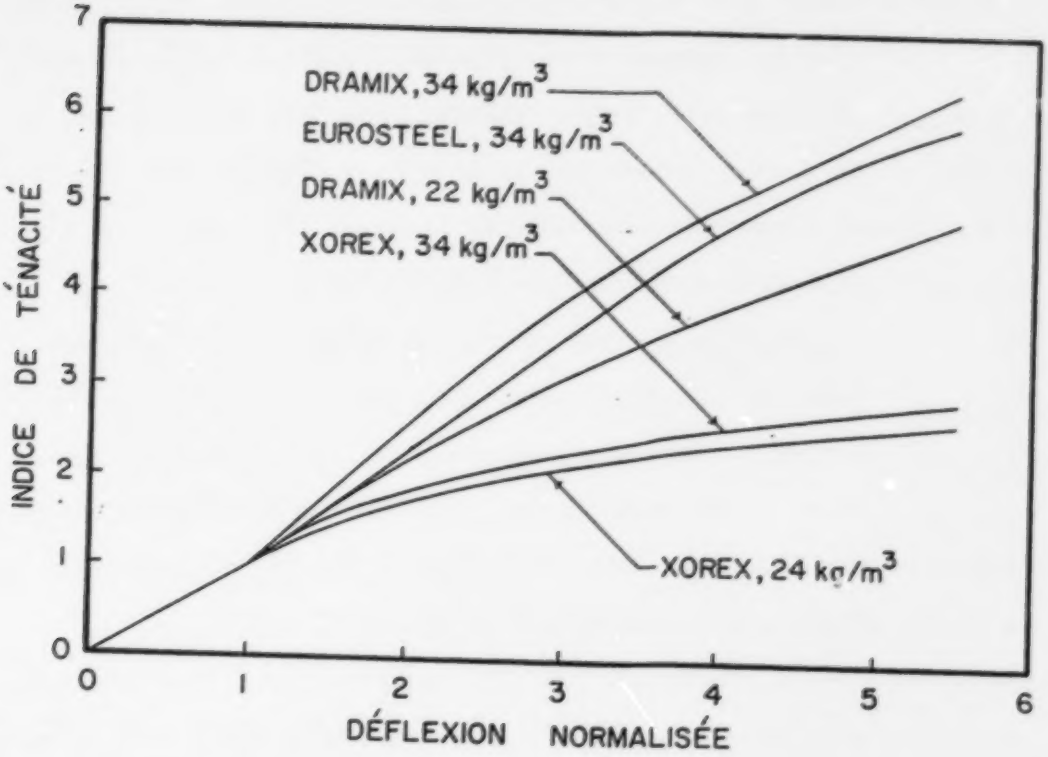


FIGURE 17 Indices de ténacité des bétons de chantier.

Dans une chaussée bien dimensionnée, tout se passe bien tant que les contraintes en tout point n'excèdent pas les contraintes ultimes du béton, et notamment, le module de rupture. Ainsi, nous sommes en droit de penser qu'un béton au module de rupture élevé sera performant.

Cependant, des phénomènes associés aux sollicitations des chaussées, comme la fatigue, peuvent initier des fissures dans les pavages. Si le béton ne contient pas de fibres, il ne possède plus aucune résistance au niveau de la fissure, et un transfert de charge est impossible de part et d'autre de cette fissure par la dalle elle-même.

Par contre, en présence de fibres, le comportement du béton correspondra à celui observé dans les courbes de flexion après fissuration. Le béton résistera encore par la charge résiduelle qu'il peut reprendre selon l'ouverture de la fissure. Les changements volumétriques seront moins néfastes sur l'écartement des deux lèvres de la fissure car les fibres s'opposeront à son ouverture.

Cependant, si la charge résiduelle est très faible par rapport au module de rupture, la dégradation se poursuivra rapidement au niveau de la fissure. Le béton renforcé de fibres ne sera alors pas d'une très grande utilité.

En conclusion, un fort module de rupture permet de prévenir des fissures de comportement normal, mais n'est d'aucune utilité après fissuration. Un bon comportement quasi-ductile permet d'assurer une continuité du transfert des charges au niveau des fissures et de conserver l'intégrité du pavage. Étant donné qu'il est difficile d'obtenir un fort module de rupture et un bon comportement après fissuration, il ne reste qu'à faire un choix.

2.4.5 Le module d'élasticité

Nous avons mesuré le module d'élasticité des mélanges à l'âge de 28 jours. Les résultats sur le tableau 16 indiquent que les bétons les plus performants en compression ont les modules d'élasticité les plus élevés . Ceci est conforme au comportement des bétons conventionnels.

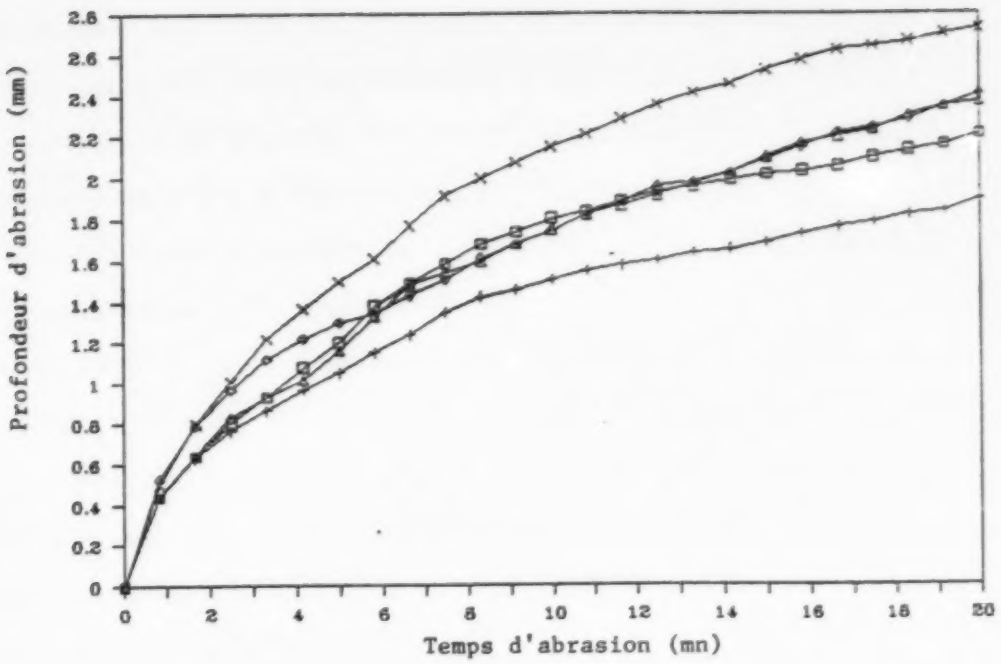
Il est intéressant de remarquer que le béton sans fibre, avec une résistance en compression équivalente aux mélanges avec fibres, possède un module bien supérieur. Ce phénomène serait principalement dû à la présence d'une plus grosse quantité de gros granulat dans le mélange sans fibre. Nous savons que les granulats influencent considérablement la valeur du module.

2.4.6 La résistance à l'abrasion

Pour essayer de caractériser la résistance à l'usure du revêtement routier, nous faisons au laboratoire un essai accéléré, dit essai d'abrasion. L'essai consiste à mesurer la profondeur de l'usure causée par des billes d'acier normalisées tournant à la surface d'un échantillon, pendant un certain temps. Sur la figure 18, nous avons représenté les courbes de résistance à l'abrasion des différents mélanges. Chaque courbe représente la moyenne de trois essais d'abrasion.

Nous remarquons que toutes les courbes sont d'allure semblable. Dans les deux premières minutes de l'essai, la profondeur d'abrasion augmente rapidement. Ceci correspond à l'usure de la courche superficielle (environ 1 mm) qui est constituée en majeure partie de pâte pure, suite à la finition de surface, et qui est donc moins résistante.

Nous pouvons être satisfait de constater que les bétons renforcés de fibres présentent une résistance à l'abrasion supérieure en moyenne



Légende des bétons:

- D22-2B-C
- R24-2B-C
- D34-2B-C
- R34-1B-C
- S-2B-C

FIGURE 18 Courbes de résistances à l'abrasion

de 20% au béton conventionnel. Il aurait pu en être autrement,car les bétons renforcés de fibres contiennent beaucoup moins de gros granulats que le béton conventionnel, et l'on attribue généralement la résistance à l'abrasion d'un mélange à la présence de ces granulats.

Lors de l'essai, les fibres soumises au passage répété des billes d'acier se déforment et subissent l'abrasion au même titre que les autres composants du béton. Or, l'orientation préférentielle des fibres à proximité des surfaces augmente naturellement la surface d'acier impliquée dans l'essai d'abrasion. De cette façon, les fibres contribuent très probablement à accroitre la résistance à l'abrasion d'un béton.

L'observation des échantillons après l'essai nous confirme cette hypothèse,puisque nous retrouvons au fond des sillons creusés par les billes, des fibres usées, déformées, mais présentes. Ainsi, il est important de bien choisir les échantillons soumis à l'essai d'abrasion afin de ne pas détruire l'effet de surface. Il semble que les fibres perpendiculaires à la direction d'abrasion soient d'un apport minime et, par conséquent, une distribution tridimensionnelle peut donner des résultats totalement différents.

En conclusion, le béton renforcé de fibres est en mesure d'avoir une résistance à l'abrasion comparable à celle du béton sans fibre malgré la réduction de la quantité de gros granulats.

2.4.7 Le retrait

Pendant et après la période de durcissement, le béton peut subir des changements volumétriques résultant d'une modification de l'humidité: c'est le retrait.

Un accroissement d'humidité entraine une dilatation du béton et une perte d'humidité, une contraction. En fait, le phénomène du retrait est très complexe et résulte de mécanismes microscopiques encore hors de portée. Les deux mécanismes de base seraient cependant, d'une part, le départ de l'eau interne par séchage et, d'autre part, la structuration progressive par hydratation du ciment.

À long terme, et pour le cas d'un échantillon mis à l'air à l'âge de sept jours, le phénomène de séchage est de loin prépondérant. Pour l'échantillon qui demeure dans l'eau, des phénomènes comme la relâche de la tension superficielle ou la variation de la pression de disjonction semblent se manifester et seraient responsables du gonflement observé.

Sur la figure 19 sont représentées les courbes de retrait et de gonflement des mélanges ayant subi un échantillonnage complet. Les variations volumiques sont exprimées en variations linéaires (en millionième) négatives quand il s'agit de retrait. L'origine des longueurs correspond à la première mesure effectuée lors du démoulage, soit trois jours dans notre projet. Le durcissement était déjà bien avancé.

Globalement, l'ensemble des courbes ont des allures semblables. Nous avons rapporté les valeurs obtenues à un an dans le tableau 17. Il est difficile de différencier les mélanges avec ces données, compte tenu du fait que de nombreux paramètres influencent le retrait comme par exemple l'affaissement.

Nous remarquons simplement que le béton sans fibre présente un retrait plus faible que les mélanges avec fibres. Ceci provient encore de la différence dans la teneur en gros granulat des deux formules. Plus la quantité de gros granulats est grande, plus le retrait du béton est diminué car les gros granulats restreignent le retrait de la pâte. Toute-

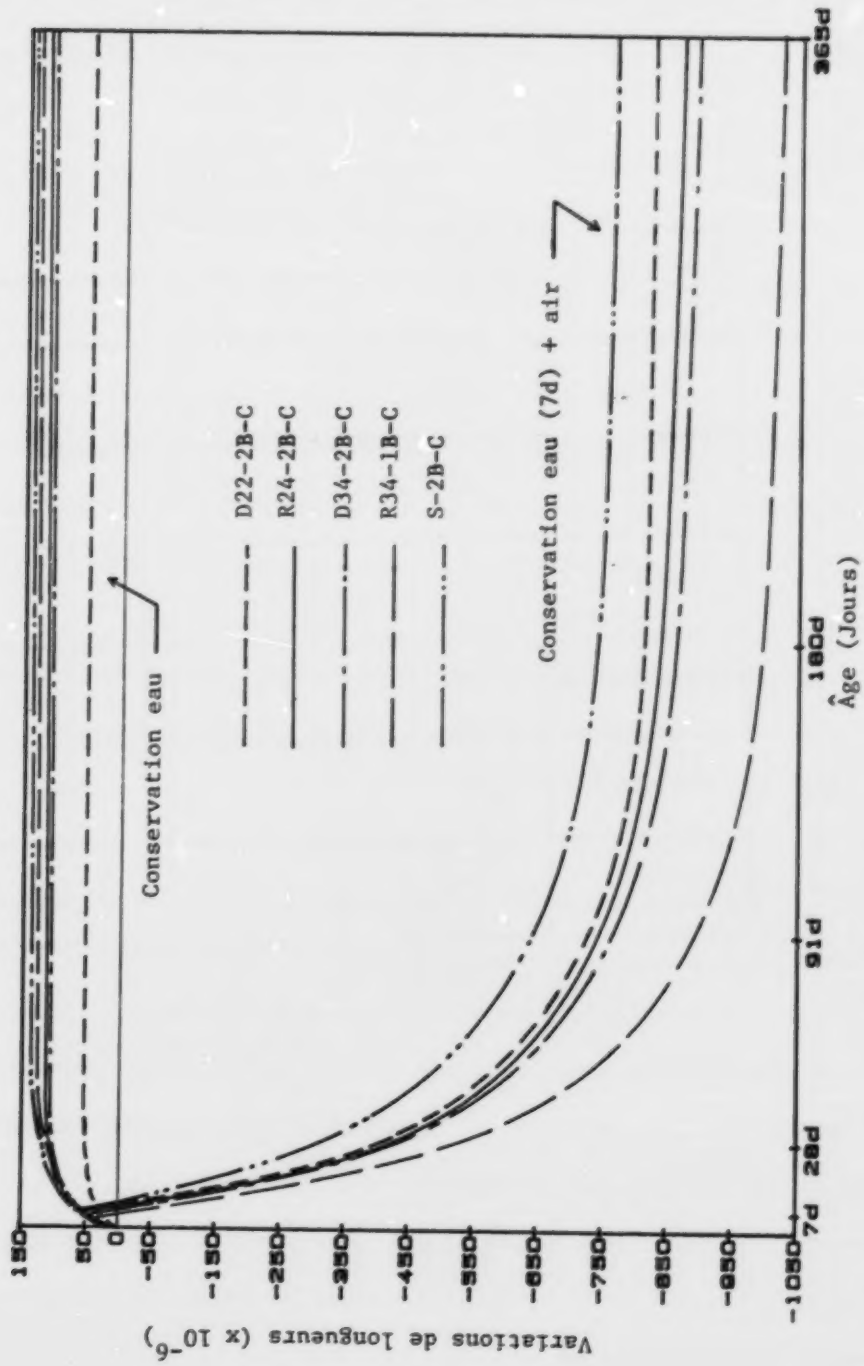


FIGURE 19 Courbes de retrait des bétons

Bétons	Âge (Jours)	CONSERVATION	
		Eau ($\times 10^{-6}$)	Eau(7d)+ Air ($\times 10^{-6}$)
D22-2B-C	365	+ 47	- 823
R24-2B-C	365	+ 117	- 871
D34-2B-C	365	+ 106	- 882
R34-1B-C	365	+ 128	-1007
S-2B-C	365	+ 136	- 757

TABLEAU 17 Retrait à un an des bétons

fois, la différence n'est pas excessive et ne permet pas de conclure quant au rôle des fibres vis-à-vis du retrait.

2.4.8 La résistance aux chocs

La notion de résistance aux chocs demeure relativement vague dans la mesure où elle dépend entièrement du type d'essai effectué. Pour essayer de caractériser le comportement des mélanges sous des sollicitations de charge très rapides (notion de chocs), nous avons utilisé l'essai recommandé par le comité 544 de l'ACI. Il consiste à laisser tomber d'une hauteur de 457 mm un marteau de compaction de 4,5 kg sur une bille de 63 mm de diamètre placée au-dessus de l'échantillon (Ø = 150 mm, e = 63 mm).

Nous avons reporté dans le tableau 18 et sur la figure 20, les nombres de coups nécessaires d'une part, pour faire apparaître une première fissure, et d'autre part, pour amener l'échantillon à la rupture, ainsi que les écarts types correspondants. Dans la dernière colonne de ce tableau, le gain représente le rapport entre le nombre de coups à la rupture et le nombre de coups à l'apparition de la première fissure.

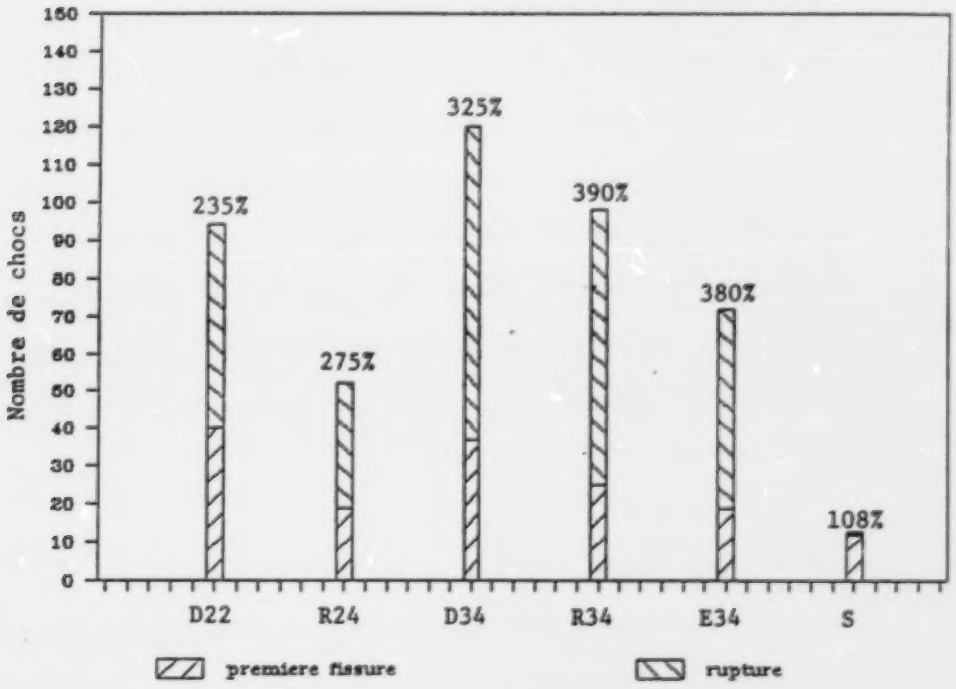
Dans tous les essais dynamiques, il est difficile d'obtenir une bonne reproductibilité des résultats car tous les échantillons diffèrent les uns des autres. C'est pourquoi, nous avons obtenu des écarts types relativement grands. De plus, il est difficile de comparer les mélanges les uns aux autres car, nous l'avons vu, même au niveau des résistances en compression, ils diffèrent. Par la suite, nous nous limiterons à l'analyse du gain pour chaque mélange.

Nous remarquons que plus le dosage en fibres augmente, plus le gain augmente. La présence des fibres permet donc d'améliorer considérablement la résistance aux chocs des bétons sur la base de l'essai utilisé.

Mélanges de bétons	Première fissure		Rupture		Gain* (%)
	Moy.	Ecart type	Moy.	Ecart type	
D22-2B-C	40	39	94	56	235
R24-2B-C	19	10	52	4	275
D34-2B-C	37	3	120	30	325
R34-1B-C	25	20	98	34	390
E34-1B-C	19	3	72	8	380
S-2B-C	12	4	13	5	108

* le gain représente le rapport du nombre de chocs à la rupture sur le nombre de chocs à la première fissure.

TABLEAU 18 Résultats des essais de chocs



Le pourcentage représente le gain:

$$\text{Gain} = \frac{\text{Nombre de chocs à la rupture}}{\text{Nombre de chocs à la première fissure}}$$

FIGURE 20 Graphique des essais de chocs

Il suffit d'observer les échantillons brisés pour constater l'influence des fibres sur le mode de rupture. Pour le béton conventionnel, des fissures planes divisent l'échantillon en quartier, sans éclat. En présence de fibres, les fissures sont irrégulières et multiples (Fig. 21). La matrice est désagrégée par les chocs successifs. De nombreuses fibres qui traversent les surfaces des fissures cassent et nous observons peu de décollement. Après la rupture, définie comme étant le moment où l'échantillon touche trois des quatre repères fixés sur la plaque de base, les échantillons des mélanges avec fibres forment encore une seule pièce. Certaines fibres qui traversent les fissures conservent encore au béton une certaine intégrité.

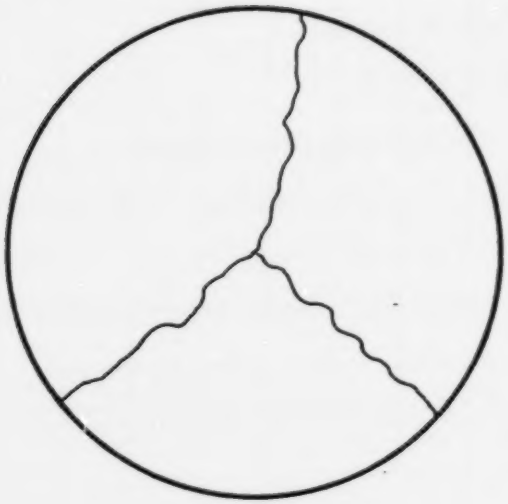
2.4.9 Conclusion

Nous venons de passer en revue de nombreuses caractéristiques du béton durci. Étant donné qu'il s'agit de béton de chantier, ils diffèrent sur plusieurs points.

Toutefois, si nous comparons uniquement les propriétés des bétons renforcés de fibres à celles des bétons conventionnels, nous pouvons affirmer que les fibres n'ont pas d'effet négatif sur les différentes caractéristiques du béton.

Dans certains cas, comme la résistance en compression, le retrait ou l'abrasion, les deux types de béton sont tout à fait comparables. Par contre, l'apport des fibres est beaucoup plus sensible dans les essais de chocs ou dans le comportement après fissuration dans un essai de flexion à déflexion contrôlée.

béton sans fibre



béton avec fibres

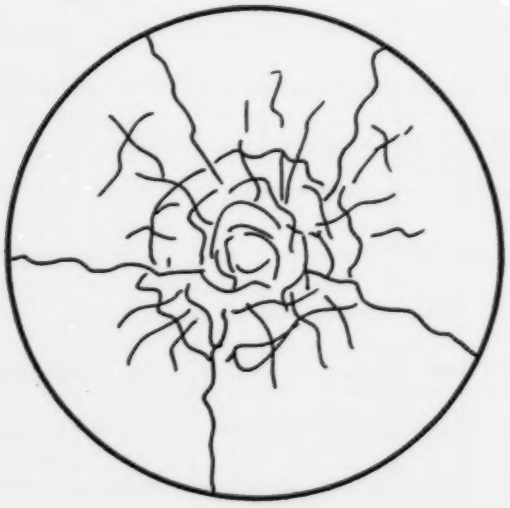


FIGURE 21 Mode de fissuration sous l'essai de choc par la chute du marteau.

2.5 Analyse du comportement de la chaussée

2.5.1 Analyse visuelle

2.5.1.1 Présentation des résultats

Une chaussée possède l'énorme avantage de très bien extérioriser ses dégradations structurales par le développement de fissures par exemple. Ainsi, une inspection visuelle régulière permet d'obtenir une information très riche quant au bon comportement du pavage. Nous avons donc effectué des relevés de la fissuration pour analyser le fonctionnement du resurfaçage.

Pour exploiter ces différents relevés, nous avons calculé pour chaque dalle expérimentale un indice de fissuration. Cet indice, adimensionnel, est le rapport de la longueur des fissures cumulées sur la longueur de la dalle considérée. Il n'y a pas lieu de différencier les types de fissures car nous observons principalement que des fissures transversales.

Nous avons reporté dans le tableau 19 les différentes valeurs de cet indice pour chaque dalle construite. À chaque relevé de fissuration correspond deux lignes d'indice. La première donne l'indice "If" qui est l'indice de fissuration tel que défini précédemment. L'autre indice, noté "Ifc", est un indice de fissuration corrigé. En effet, la présence de fissures ou réparations sur la chaussée existante influence le comportement du resurfaçage. Ainsi, cet indice corrigé ne comptabilise que les nouvelles fissures et élimine les réflexions des fissures de l'ancienne dalle.

Date du relevé		Sans fibre				Fibres 34 kg/m^3				Fibres 22 kg/m^3			
		Clous 45 cm	Sans clous	Clous 30 cm	Total	Clous 45 cm	Sans clous	Clous 30 cm	Total	Clous 45 cm	Sans clous	Clous 30 cm	Total
Initial Octobre 1986	I_F	0,1	0,15	0,2	0,45	0,04	0,15	0	0,19	0	0,07	0	0,07
Novembre 1986	I_F	0,53	0,4	0,2	1,13	0	0	0	0	0	0	0	0
(1 mois)	I_{FC}	0,53	0,4	0,2	1,13	0	0	0	0	0	0	0	0
Décembre 1986	I_F	0,7	0,5	0,3	1,5	0	0	0	0	0,25	0,07	0	0,32
(2 mois)	I_{FC}	0,7	0,5	0,3	1,5	0	0	0	0	0,25	0,07	0	0,32
Février 1987	I_F	1,1	1,4	0,9	3,4	0	0,07	0	0,07	0,28	0,15	0,07	0,50
(4 mois)	I_{FC}	1,1	1,4	0,9	3,4	0	0	0	0	0,28	0,07	0,07	0,43
Juin 1987	I_F	2,5	3	2	7,5	0,04	0,52	0,19	0,75	0,7	0,5	0,3	1,5
(8 mois)	I_{FC}	2,5	3	2	7,5	0,04	0,30	0,19	0,53	0,7	0,43	0,3	1,43
Novembre 1987	I_F	-	-	-	-	0,15	0,52	0,19	0,86	0,75	0,5	0,85	2,10
(13 mois)	I_{FC}	-	-	-	-	0,07	0,30	0,19	0,56	0,75	0,43	0,85	2,03

TABLEAU 19 Indices de fissuration

Une telle correction est certainement excessive relativement au comportement réel de la structure, mais il suffit de se rappeler que l'indice de fissuration réel, que l'on pourrait attendre sans l'influence de l'ancienne dalle, doit être compris entre les deux indices "If" et "Ifc".

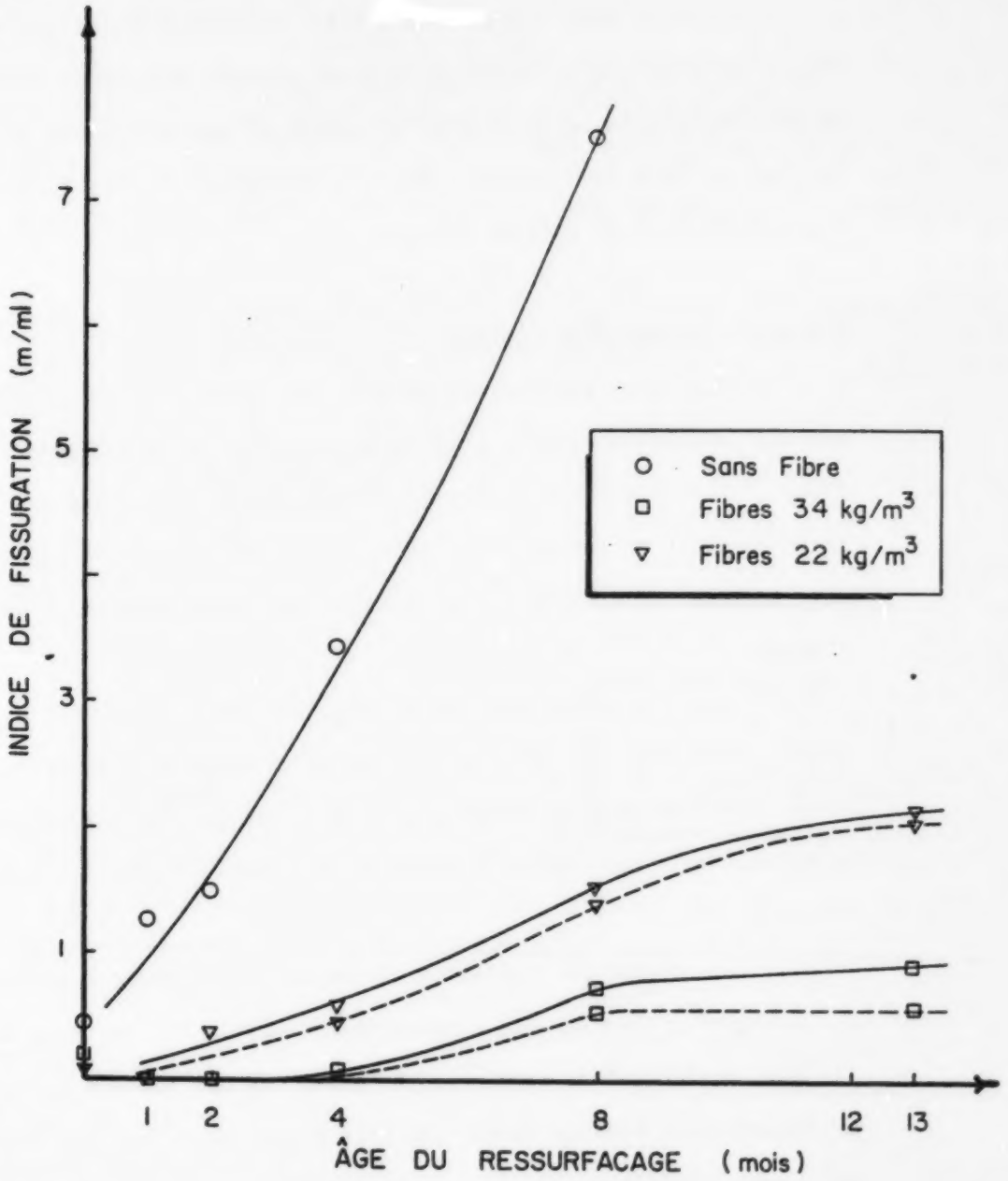
Avec ces indices, nous constatons par exemple que la voie centrale est la plus dégradée avant le resurfaçage (If = 0,37).

2.5.1.2 Influence du type de mélange

Pour comparer les performances des différents mélanges utilisés, nous avons tracé l'évolution des indices de fissuration en fonction du temps. Nous nous limitons à la distinction de trois bétons de base, avec fibres (deux dosages 22 et34 kg/m^3) et sans fibre (Fig. 22).

Il est clair sur cette représentation que plus le dosage en fibres augmente, plus le resurfaçage est performant vis-à-vis de la fissuration. Le béton sans fibre présente des défauts majeurs, avec un type de fissuration très complexe. C'est pourquoi son indice de fissuration croit très vite et nous n'avons pas jugé utile de poursuivre le relevé de la fissuration des dalles sans fibre au-delà de 8 mois.

Le mélange sans fibre s'est donc très mal comporté et est fortement déconseillé dans le cas d'un resurfaçage de faible épaisseur. Il semble cependant qu'il y ait eu un problème autre qu'un simple sousdimensionnement. En effet, les deux premiers mètres de chaussée, coulés le samedi matin, sont détériorés comme si la chaussée avait subi un affaissement. En fait, ce phénomène pourrait provenir d'une mauvaise compaction du premier béton mis en place, car la paveuse ne pouvait pas prendre appui sur le béton de la veille qui n'avait pas encore suffisamment durci.



- - - indice de fissuration corrigé

FIGURE 22. Courbes des indices de fissuration des bétons

Enfin, nous constatons que les courbes d'indice des bétons avec fibres montrent que la fissuration s'est surtout développée entre les mois de février et juin, c'est-à-dire au moment où les variations de température sont les plus importantes. Ensuite, durant l'été, les fissures se sont stabilisées et sont restées fermées.

2.5.1.3 Influence du clouage

Une des particularités du projet avait consisté à développer un ancrage mécanique entre l'ancienne dalle et le resurfaçage à l'aide de clous. Pour analyser l'effet du clouage, selon la densité des clous, sur la performance du pavage, nous avons tracé pour chaque mélange l'évolution des indices de fissuration en fonction du temps, pour les trois types de clouage.

Pour le béton sans fibre (Fig. 23), nous ne pouvons pas conclure quant à l'effet du clouage. En effet, l'excès de fissuration que nous avons déjà mentionné ne permet pas de différencier les différents ancrages expérimentés. Les trois courbes de la figure 23 sont sensiblement confondues.

La figure 24 représente le cas du béton renforcé de fibres, dosé à 22 kg/m^3. Bien que les courbes soient distinctes les unes des autres, il est difficile de conclure. De plus, une des options du clouage a eu un comportement étrange durant les mois d'été. Alors que les autres dalles se sont stabilisées quant à la fissuration, celle-ci a développé plusieurs fissures très fines, régulièrement espacées. Ce phénomène se traduit sur la figure 24 par une ascension brutale de la courbe correspondant à un clouage tous les 30 centimètres,alors que les autres courbes présentent un palier. Quoi qu'il en soit, l'ensemble des dalles

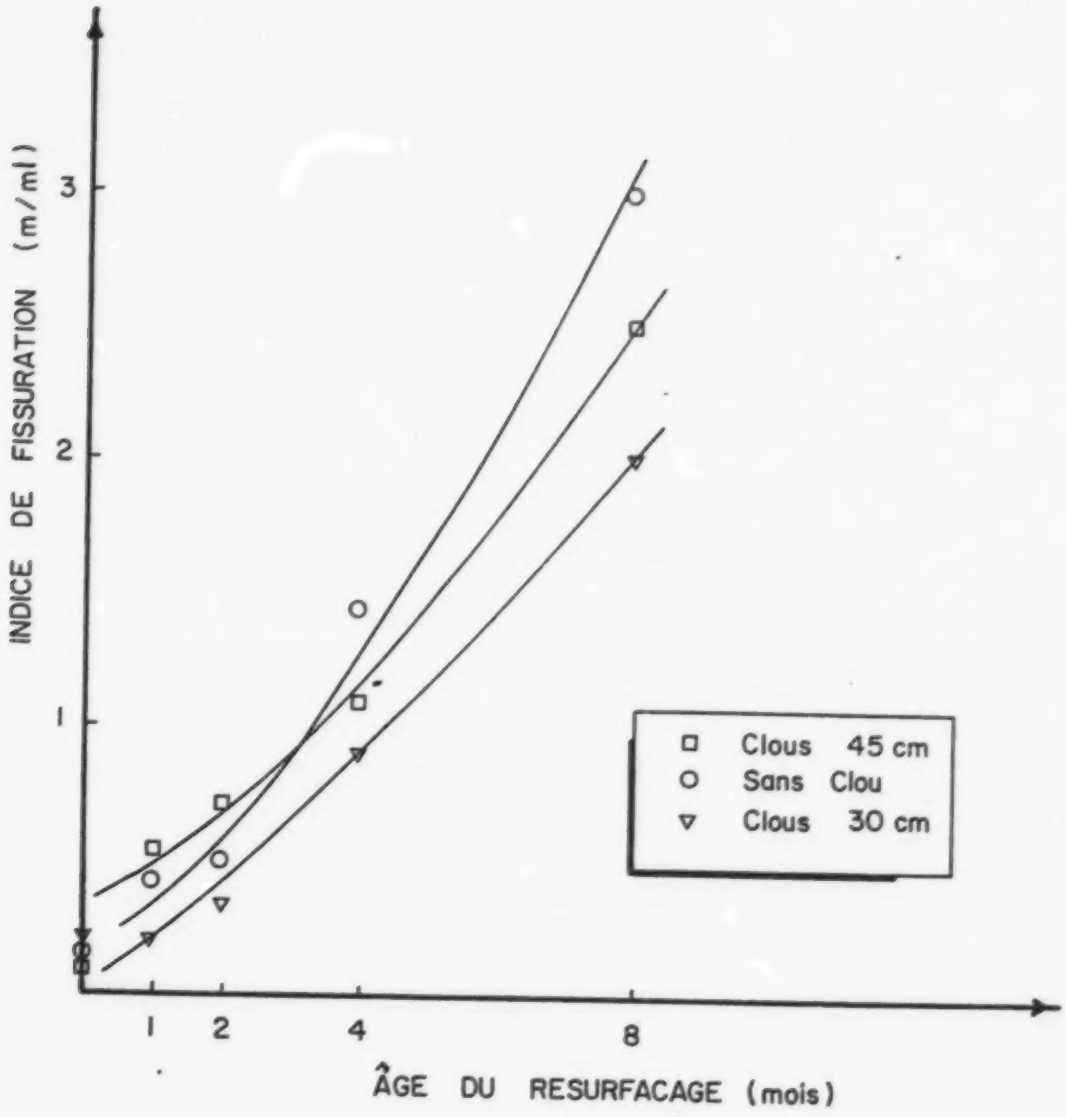
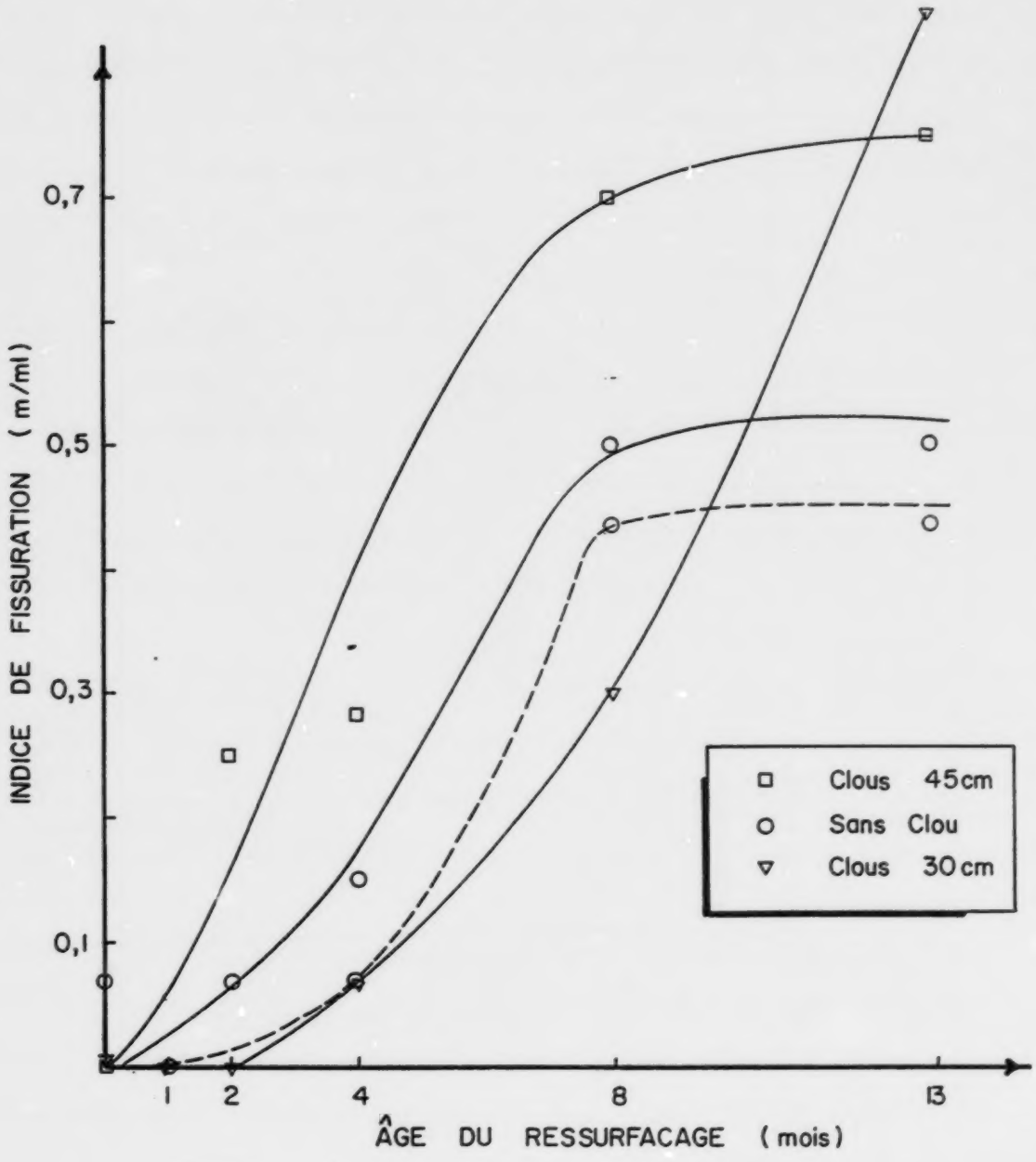


FIGURE 23 Courbes des indices de fissuration du béton sans fibre, influence du clouage



- - - indice de fissuration corrigé

FIGURE 24 Courbes des indices de fissuration du béton avec fibres (22 kg/m^3), influence du clouage

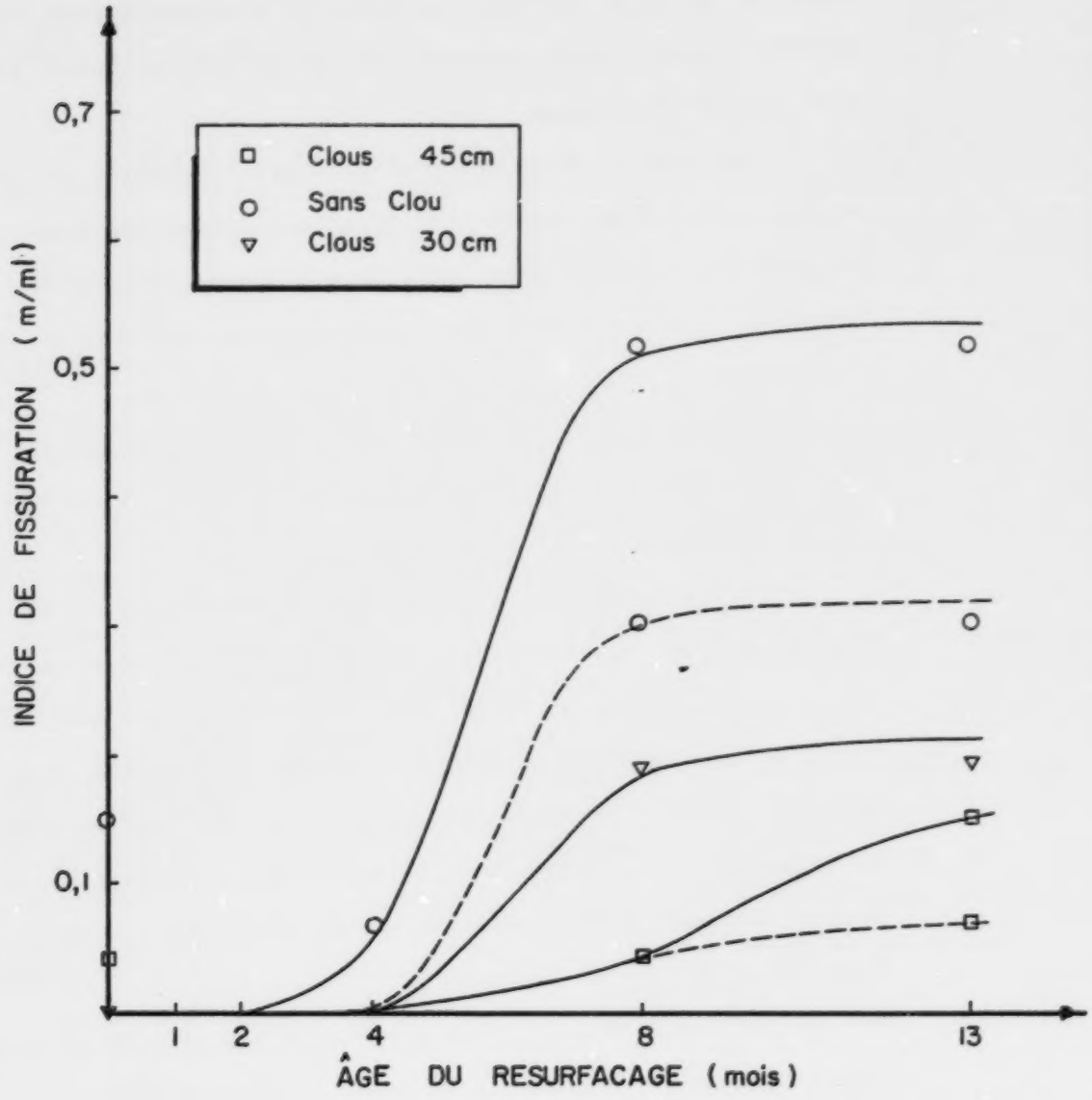
dosées à 22 kg/m^3 possède un indice de fissuration trop élevé (0,6 en moyenne). Aussi, nous déconseillons d'utiliser un dosage faible de 22 kg/m^3 pour un resurfaçage mince.

Le cas du béton renforcé de 34 kg/m^3 de fibres est présenté sur la figure 25. C'est le cas le plus intéressant,car ces dalles présentent une fissuration légère. Ainsi, si l'on attribue les différences de comportement au clouage, nous avons l'ordre suivant par ordre de performance croissante:

- sans clou;
- clous tous les 30 cm;
- clous tous les 45 cm.

Il est clair, dans ce cas, que la présence des clous atténue la fissuration des dalles. C'est un résultat très intéressant puisqu'il montre qu'il est possible d'améliorer le lien entre la vieille dalle et la chape par un ancrage mécanique. Quant à l'utilisation d'un dosage en fibres de 34 kg/m^3, les premières fissures ne se sont réellement développées qu'à partir du quatrième mois et toutes les fissures sont restées très fermées pendant l'été, comme le montre les courbes des indices de fissuration corrigés de la figure 25.

En conclusion, il semble que le dosage de 34 kg/m^3 constitue la limite inférieure des dosages en fibres à utiliser pour les resurfaçages minces. De plus, afin de développer un lien encore plus intime entre les deux dalles, l'utilisation de clous plus longs (50 mm minimum) et d'une densité plus élevée (tous les 20 cm) seraient à étudier.



- - - indice de fissuration corrigé

FIGURE 25 Courbes des indices de fissuration du béton avec fibres (34 kg/m³), influence du clouage

2.5.2 Analyse de la température

2.5.2.1 La dilatation longitudinale

La température est un facteur très important qui influence le comportement des chaussées. Les variations de température induisent des déplacements horizontaux et même verticaux des dalles de chaussées.

Nous avons pu contrôler ce phénomène à l'aide de fissuromètres placés aux joints sciés. Les figures 26 et 27 représentent la température extérieure lors des jours de mesure et les allongements des fissuromètres. Nous vérifions bien que lorsque la température monte, la dalle se dilate et s'allonge, et par la suite les fissuromètres se raccourcissent.

Toutes les dalles ne se comportent pas exactement de la même manière car la présence de fissures transversales modifie les déplacements par dilatation. Il est intéressant de remarquer que cette similitude entre la température ambiante et les mouvements de dilatation de la chaussée signifie que les varations de température dans les dalles suivent les évolutions de la température extérieure.

2.5.2.2 Le gradient de température

La différence de température entre la surface et le fond de la dalle peut causer également beaucoup de dommages. En effet, les déformations différentielles sur la hauteur de la dalle entrainent un gauchissement de celle-ci. Avec les thermocouples répartis sur toute la profondeur de la chaussée (Fig. 6), nous avons pu suivre le gradient de température.

Les résultats de ces mesures sont représentés sur la figure 28, et à chaque gradient, nous avons indiqué la température extérieure. Nous

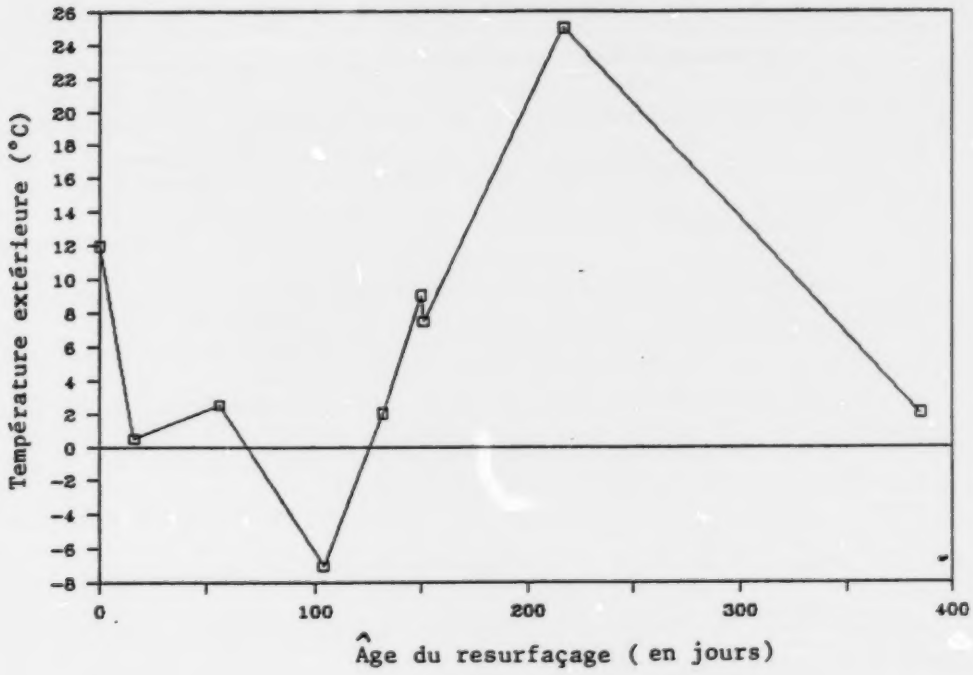


FIGURE 26 Évolution de la température extérieure

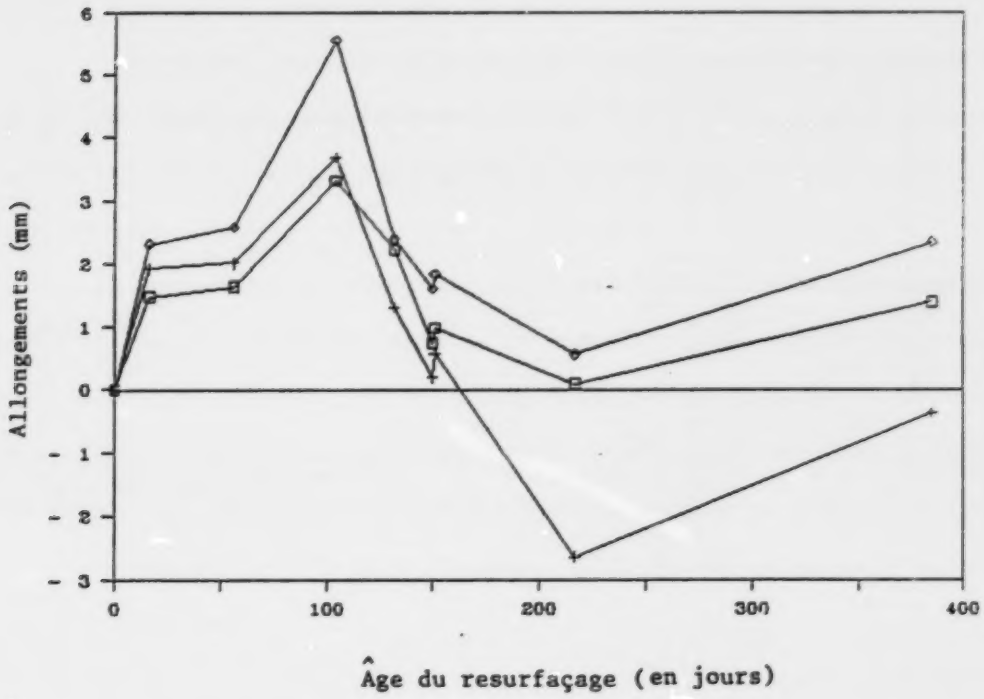


FIGURE 27 Allongements des fissuromètres (moyenne par mélange)

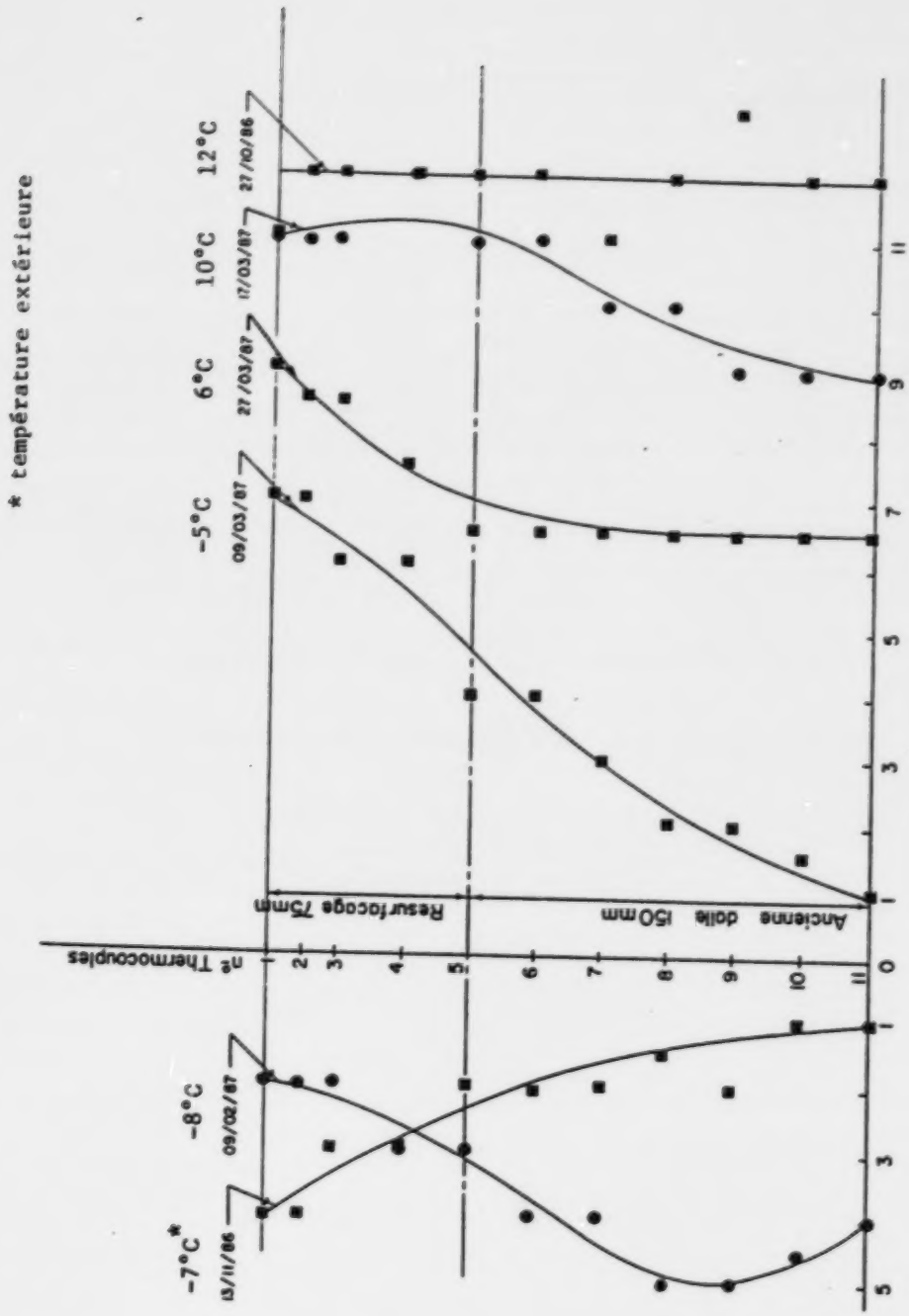


FIGURE 20 Gradients de température dans la dalle

voyons que, même en surface, la dalle n'est pas à la température extérieure et que le changement de température sur l'épaisseur de béton est progressif.

Selon que la dalle se refroidit ou se réchauffe, le gradient de température dans la chaussée est inversé. Celui-ci n'est toutefois pas constant sur la hauteur de béton, suite à une distribution non linéaire de la température.

Il est bon de remarquer qu'il est impossible de distinguer le béton de l'ancienne dalle et celui de la nouvelle dalle. Ainsi, la continuité thermique semble ne pas être influencée par la présence de l'interface. N'oublions pas cependant que nos thermocouples sont distribués sur l'épaisseur des dalles, mais dans une carotte faite d'un même béton (Fig. 6). Ce dispositif peut induire quelques modifications par rapport au gradient thermique réel.

Malgré cela, pour des raisons pratiques, le gradient de température est généralement approximatif, considérantla variation de température maximale divisée par l'épaisseur de la dalle (ARMAGHANI, J.M. et al., 1987).

Dans notre cas, le gradient maximal mesuré a été de 0,3 °C/cm au mois de mars. D'après YODER, E.J. et al., (1975), le gradient maximal dans des dalles de 150 à 250 mm peut atteindre 1 à 1,2 °C/cm, généralement au printemps ou à l'été.

2.5.2.3 **Analyse des contraintes**

En effectuant une analyse des contraintes dans les dalles rigides, Westergaard a développé des équations représentant la courbure de la surface. Dans le cas d'un différentiel de température, les équations suivantes permettent d'évaluer les contraintes:

$$\sigma = \frac{C_1 . E . \varepsilon t . \Delta t}{2}$$ au coin de la dalle

$$\sigma = \frac{E . \varepsilon t . \Delta t}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1-\mu^2}\right)$$ à l'intérieur de la dalle

avec: E : module d'élasticité ;

μ : coefficient de Poisson ;

Δt : différentiel de température total;

εt : déformation relative par degré de température ;

C_1 : coefficient dans la direction désirée;

C_2 : coefficient dans une direction perpendiculaire à celle de C_1.

Les coefficients C_1 et C_2 peuvent être évalués à partir d'un abaque en fonction de la rigidité relative de la dalle, de la longueur libre de la dalle et de sa largeur.

Dans notre cas : $C_1 = 1,05$

$C_2 = 0,35$

En considérant : $E = 30$ GPa,

$\mu = 0,15$,

$\varepsilon t = 0,000005$.

Pour une dalle de 225 mm, et $\Delta t = 27°C$, nous avons:

$\sigma = 2,1$ MPa au coin ;

$\sigma = 2,3$ MPa à l'intérieur.

Ces contraintes de traction ne dépassent pas les capacités de résistance du béton seul. Cependant, elles ne sont pas négligeables et peuvent devenir critiques en conjugaison avec les contraintes induites par la circulation. En effet, selon le cas, comme nous pouvons le voir sur la figure 29, les contraintes thermiques et celles dues à la circulation peuvent s'ajouter ou se compenser.

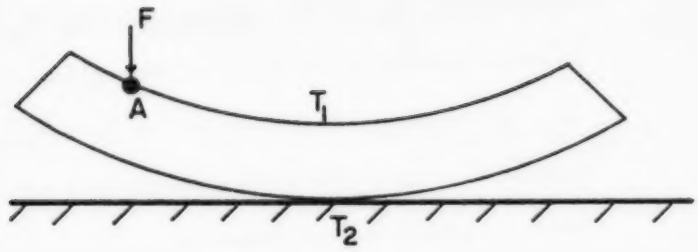
Ce phénomène est peut-être à l'origine d'une microfissuration des dalles sans fibre. En effet, les dalles anciennes, juste avec le resurfaçage, étaient à une température basse (quelques degrés C°) alors que le béton de resurfaçage était à une température de l'ordre de 18 à 20°C. Le réchauffement de la vieille chaussée s'est traduit par une dilatation qui a pu excéder la résistance en traction du béton sans fibre, encore jeune. Par la suite, les fissures se sont ouvertes par fatigue.

Ainsi, les problèmes induits par la température peuvent être très sérieux, surtout dans un pays comme le Canada. Les grandes variations de température qui peuvent survenir, combinées aux charges du trafic routier, exposent la chaussée à des risques de fissuration.

2.6 Discussions

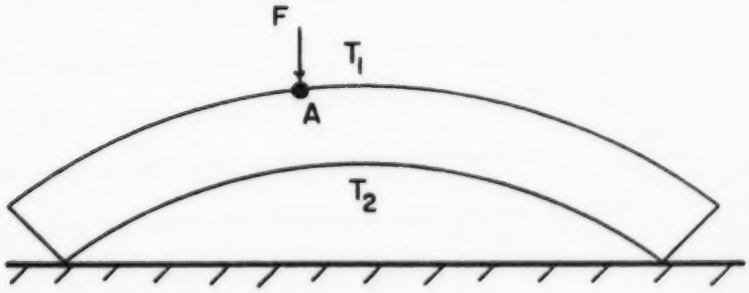
Beaucoup de points ont été abordés dans ce chapitre et de grandes leçons peuvent être tirées de cette expérience de resurfaçage.

$T_1 < T_2$



en A : les contraintes thermiques et dues à la circulation agissent dans le même sens

$T_1 > T_2$



en A : les contraintes thermiques et dues à la circulation se compensent

FIGURE 29 Effet de la température combinée avec les charges dues à la circulation

2.6.1 Le dimensionnement

Habituellement, le calcul de l'épaisseur des chaussées en béton de ciment se fait au Québec à partir de la brochure publiée par l'Association canadienne du ciment portland (1984). Cette méthode de calcul est basée sur des critères de fatigue et d'érosion.

Nous n'avons pas suffisamment de données quant à la répartition des charges axiales pour effectuer un calcul exact. Toutefois, nous pouvons avoir une bonne idée de l'épaisseur requise pour la chaussée actuelle à l'aide de la procédure de conception simplifiée.

Le trafic moyen annuel sur l'autoroute transcanadienne est de l'ordre de 35 000 véhicules par jour. Cette autoroute à trois voies se classe dans la catégorie 4 des charges axiales, pour laquelle la proportion de véhicules lourds représente 8 à 30% du trafic total. En considérant alors une dalle avec joints goujonnés, en béton de module de rupture 4,4 MPa minimum, sur une fondation de portance moyenne (soit 35 à 49 MPa/m), la méthode simplifiée propose une épaisseur totale de 230 mm.

En utilisant les méthodes empiriques développées au chapitre précédent, nous pouvons estimer l'épaisseur du resurfaçage requis avec une adhérence totale:

$$Tr = T - To$$

avec T = 230 mm; épaisseur requise pour une chaussée neuve seule;

To = 225 mm; épaisseur de la dalle existante;

soit Tr = 5 mm.

Notons que ce calcul ne tient pas compte des différences dans les caractéristiques des bétons. La résistance en compression du vieux béton est de 25 MPa en moyenne sur des échantillons carrotés et donc il faudrait faire une correction dans le dimensionnement du resurfaçage.

Quoi qu'il en soit, cette valeur est ridicule et signifie que la dalle existante n'a pas besoin d'un resurfaçage par faiblesse structurale mais bien à cause d'une déficience de surface.

2.6.2 Les performances du projet

Dans le cadre du projet que nous avons présenté, l'épaisseur de la chape mince est de 100 mm pour le béton sans fibre et 75 mm pour le béton renforcé de fibres. Il est bien évident que ces épaisseurs excèdent largement l'épaisseur requise calculée précédemment.

Cependant, nous l'avons vu, une épaisseur minimale est nécessaire pour obtenir un resurfaçage performant.

Ainsi, suite au mauvais comportement du resurfaçage sans fibre, nous pouvons avancer qu'une chape mince en béton conventionnel, même avec une adhérence parfaite, ne doit pas avoir, au Québec, une épaisseur inférieure à 100 mm.

Le cas de la chape en béton renforcé de fibres est plus délicat. En effet, nous avons cherché à gagner sur deux plans: l'épaisseur et le dosage en fibres. Ce pari dangereux n'a pas donné entière satisfaction.

En fait, les performance d'une chape mince résulte d'un compromis entre ces deux facteurs. Avec une épaisseur de 75 mm, un dosage de 22 kg/m^3 de fibres est vraiment insuffisant. Par contre, il est clair qu'en augmentant le dosage à 34 kg/m^3, le comportement global est très sensiblement amélioré. Ainsi, nous pensons qu'avec un dosage de l'ordre de 45 à 50 kg/m^3, une chape mince adhérente d'épaisseur 75 mm pourrait avoir un très bon comportement.

Ceci montre bien que le béton renforcé de fibres peut présenter de très bonnes performances avec des épaisseurs plus faibles que le béton conventionnel.

2.6.3 Recommandations

Finalement, nous retiendrons de cette expérience les points suivants:

- la fabrication du béton renforcé de fibres en usine ne pose pas de problème particulier si un dispositif adéquat est prévu pour la déposition des fibres sur le convoyeur;
- la mise en place du béton renforcé de fibres en chape mince peut être effectuée avec les techniques de constructions habituelles;
- la présence des fibres permet de limiter l'ouverture des fissures et préservent l'intégrité de la surface;
- avec un dosage en fibre suffisant, le béton renforcé de fibres permet de réduire l'épaisseur de resurfaçage par rapport au béton sans fibre. Cette solution devient alors économique.

Nous avons constaté que la plupart des fissures se sont développées au printemps. C'est pourquoi, après un an d'observation, il est encore tôt pour tirer des conclusions et il faudra attendre un hiver supplémentaire pour vraiment juger de l'opportunité des resurfaçages de faible épaisseur.

CONCLUSION

Nous avons voulu juger des performances de ces bétons à faibles dosages dans une application réelle. La relative médiocrité du comportement du béton conventionnel dans les resurfaçages minces de chaussées et les propriétés spécifiques (fatigue et chocs) des bétons renforcés de fibres, nous ont conduits à envisager l'utilisation de ce composite comme chape mince sur une chaussée autoroutière.

L'expérience de resurfaçage a eu lieu dans la banlieue montréalaise, sur une autoroute à trois voies. La chape en béton renforcé de fibres, qui a une épaisseur de 75 mm (100 mm sans fibres), a été clouée afin de développer un ancrage mécanique avec l'ancienne dalle pour améliorer l'adhérence. Au total, 18 dalles d'essais différentes ont été réalisées. Cette expérience, qui constitue le premier projet d'envergure au Canada, a permis d'obtenir des renseignements précieux quant à l'utilisation des bétons renforcés de fibres de façon industrielle.

Ainsi, la fabrication et la mise en place d'un tel béton peuvent être effectuées sans problème avec le matériel courant utilisé pour le béton conventionnel. Après un an de service, le resurfaçage en béton sans fibres est en très mauvaise condition. Un maillage serré de fissures s'est développé et nous amène à conclure que l'épaisseur de 100 mm est très insuffisante.

Par contre, dans le cas du béton renforcé de fibres, malgré la présence de plusieurs fissures transversales, le comportement général est amélioré. Le dosage de 34 kg/m^3 de fibres pour une épaisseur de 75mm

semble constituer le minimum envisageable en ce qui concerne les resurfaçages.

Cette conclusion demeure toutefois relative à la matrice de béton et aux fibres utilisées. En effet, nous avons pu constater, grâce à l'utilisation de courbes charge-déflexion normalisées, que la nature de la matrice (rapport E/C, présence d'air entrainé ...) en liaison avec le type de fibre suffisait à influencer la quasi-ductilité du composite.

Nous avons également remarqué que beaucoup de fissures se sont formées très tôt (2 à 4 premiers mois) et se sont développées pendant la période de gel-dégel. Les contraintes thermiques qui résultent du gradient de température dans la dalle peuvent excéder la résistance en traction du béton et provoquer la fissuration. Il serait bon à l'avenir de ne pas entreprendre de travaux de resurfaçages en fin d'année (octobre dans le cas présent) afin d'éviter les contraintes thermiques dues aux variations de température aux jeunes âges. À cette époque de l'année, et durant tout l'hiver, et même le printemps, il est rare de voir la température de surface de l'ancienne dalle se stabiliser à une température moyenne voisine de celle du béton de resurfaçage lors de sa mise en place (quelques 18 à 20 °C). Ce simple détail peut suffire à contribuer à la réussite d'un resurfaçage.

Il est toutefois satisfaisant de constater que ces fissures transversalles se sont stabilisées dans leur propagation et leur ouverture. Le rôle bénéfique des fibres ne fait aucun doute sur le maintien de l'intégrité structurale du resurfaçage fissuré.

De plus, par leur action de couture, ces fibres permettent de diminuer le niveau de contrainte dans l'interface entre les deux bétons, ce qui contribue ainsi à un meilleur fonctionnement monolithique de la chaussée.

Cependant les conditions climatiques sevères ainsi que l'application régulière de sels déglaçants nous amène à nous questionner sur la durabilité des fibres vis à vis des phénomènes de corrosion. Il serait bon d'analyser ce point majeur dans le bon fonctionnement des réhabilitations par resurfaçage.

Enfin, nous n'avons pas pu juger avec certitude de l'efficacité des clous pour améliorer la liaison entre les deux dalles. En fait, le problème de l'adhérence d'une chape mince sur une dalle ancienne demeure entier. Une étude approfondie en laboratoire serait necessaire pour analyser les phénomèmes d'interfaces et notamment les possibilités de délaminage par fatigue entre les deux couches de bétons.

BIBLIOGRAPHIE

ARMAGHANI J.M., LARSEN T.J. et SMITH L.L. (janvier 1987) "Temperature response of concrete pavements" presented at the 66th Annual Meeting of the Transportation Research Board.

ASSOCIATION CANADIENNE DE CIMENT PORTLAND (1984) Calcul de l'épaisseur des chaussées de routes et rues en béton de ciment par R.G. PACKARD, Portland Cement Association.

ASSOCIATION DU CIMENT PORTLAND "High early strength concrete for patching pavement" Concrete report, CRO 66-01P.

BAGATE M., McCULLOUGH B.F. et FOWLER D. (1985) "Construction and performance of an experimental thin-bonded concrete overlay pavement in Houston" Transportation Research Record, No. 1040, pp. 25-33

BARENBERG E.J. (1981) "Rehabilitation of concrete pavements by using portland cement concrete overlays" Transportation Research Board, No. 814, pp. 29-34.

BETTERTON R.M., KNUTSON M.J. et MARKS V.J. (1985) "Fibrous portland cement concrete overlay research in Greene County, IOWA" Transportation Research Record, No. 1040, pp. 1-7.

COMITE ACI 325 (1967) "Design of concrete overlays for pavements" ACI 325.1R-67, American Concrete Institute, Detroit, 5 p.

ERES, Inc (1983) "Techniques for pavement rehabilitation, a training course" Federal Highway Administration, National Highway Institute, contrat no DOT-FH-11-9580.

HOFF G.C. (1985) "Steel fiber reinforced concrete pavements and overlays" Design with Fiber Reinforced Concrete, Publication SCM-10(85), American Concrete Institute.

HUTCHINSON R.L. (décembre 1982) "Resurfacing with portland cement concrete" National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice, No. 99, Transportation Research Board.

JOHNSTON C.D. (1980) "Fibre reinforced concrete" Progress in Concrete Technology, edited by V.M. MALHOTRA, Energies mines and ressources, Ottawa (Canada), pp. 451-503.

JOHNSTON C.D. (1982) "Definition and measurement of flexural toughness parameters for fiber reinforced concrete" ASTM, Cement Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol. 4, No. 2, pp. 53-60.

KNUTSON M.J. (1975) "Green County, Iowa, Concrete overlay research project" Publication SP-51, American Concrete Institute, article SP51-10, pp. 175-195.

MIDDLEMISS R. (novembre 1986) Entretien du reseau routier: rapport du comité Gouvernement du Québec, Ministère des Transports.

PARKER F.Jr. (novembre 1974) "Steel fibrous concrete for airport application" Rapport No FAA-RD-74-31, Department of Transportation, Federal Aviation Administration, Washington D.C.

PARKER F.Jr. (février 1977) "Steel fibrous concrete for airport pavements" Proceedings, International Conference on concrete pavement design, Purdue University, pp. 541-555.

RICE J.L. (mai 1972) "Pavement design consideration" Conference Proceedings M-28, Fibrous Concrete, Construction Materials of the seventies, U.S. ARMY, Corps of Engineers Construction, Engineering Research Laboratory, Champaign, Illinois, pp. 159-176.

WIBBY R.J. (septembre 1985) "Portland cement concrete thin-bonded overlay" Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 111, No. 3, pp. 281-292.

YODER E.J. et WITCZAK M.W. (1975) Principles of pavement design Publication Wiley, Interscience, 2nd edition, 711 p.

ANNEXE 1

Résultats des essais de carrotage effectués au mois de juin 1988.

Dans le but d'évaluer la qualité de l'adhérence entre la vieille dalle et le resurfaçage, nous avons prélevé des échantillons carottés (diamètre 100mm) sur la pleine épaisseur de la structure. Nous avons effectué ces carottages en différents endroits judicieux, en particulier dans les fissures, afin de pouvoir caractériser la liaison.

Lorsque le resurfaçage était fait avec le béton conventionnel, il a été impossible de prélever un échantillon complet. Dans tous les cas, la carotte s'est divisée en deux morceaux au niveau de l'interface. Ce comportement démontre que la faiblesse de la liaison entre les deux bétons a produit un délaminage dans l'interface, résultant finalement en des décollements et en une destruction du resurfaçage.

Dans le cas des échantillons prélevés dans la chape en béton renforcé de fibres, l'adhérence entre les deux matériaux est tellement bonne que les carottes ne se sont jamais brisées dans l'interface, même dans le cas de prélèvement dans des fissures (photo 1).

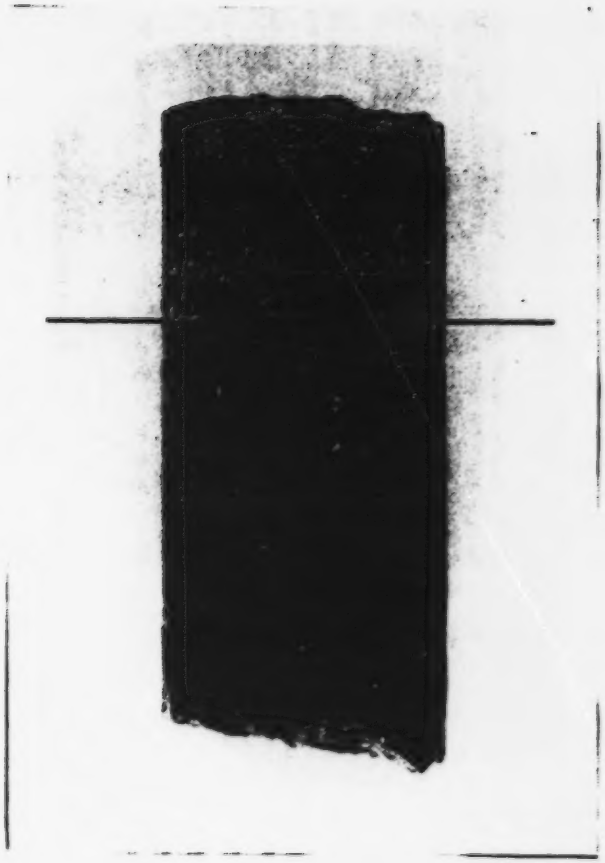
Toutefois, ces différents échantillons prélevés après 18 mois de service nous permettent de différentier très clairement les différentes nature des deux types de fissures qui ont été observées à la surface du resurfaçage.

Une première famille regroupe les fissures réfléchies de la vieille dalle. Elles sont généralement transversalles et ouvertes (quelques millimétres). Il est intéressant de noter que ces fissures n'ont pas provoqué de délaminage entre les deux bétons et se sont contentées de remonter vers la surface. Cependant, la présence des fibres permet de maintenir un bon transfert de charges de part et d'autre de ces fissures, ce qui améliore la qualité de surface de la chaussée (photo 2).

Quant à la deuxième famille, ses fissures sont généralement fines (moins de 1 mm), et n'excèdent pas 40 mm de profondeur depuis la surface (photo 3). Nous pensons que l'origine de ces fissures se trouve essentiellement dans des phénomènes thermiques ou de retrait différentiel entre les deux bétons.

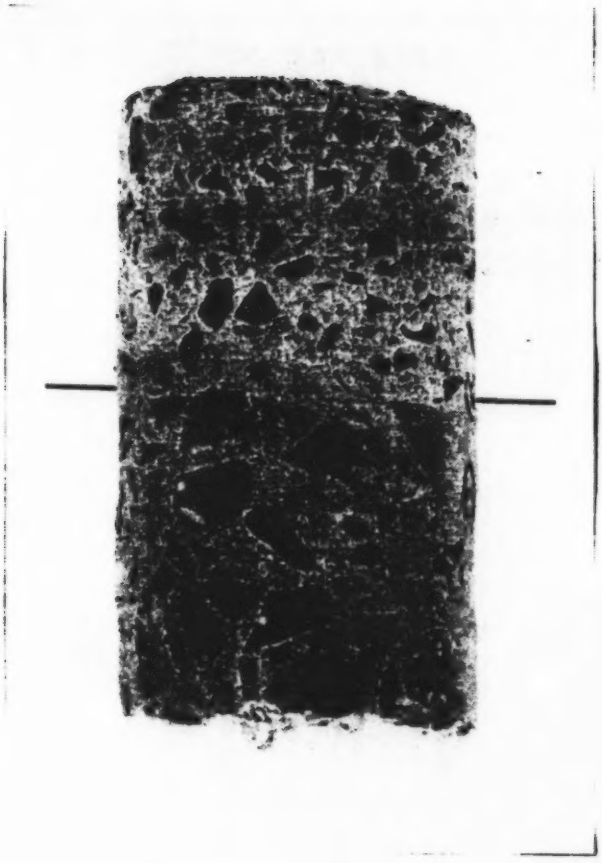
L'effet positif des fibres est clairement mis en évidence par ces prélèvements de carottes. La présence des fibres permet,d'une part, d'arrêter la propagation des fissures et, d'autre part, de réduire l'intensité de la contrainte tangentielle au niveau de l'interface, prévenant ainsi tout délaminage.

Nous pouvons alors conclure que l'ajout des fibres dans le béton de resurfaçage contribue significativement à un comportement monolithique de la structure vieille dalle/chape mince.

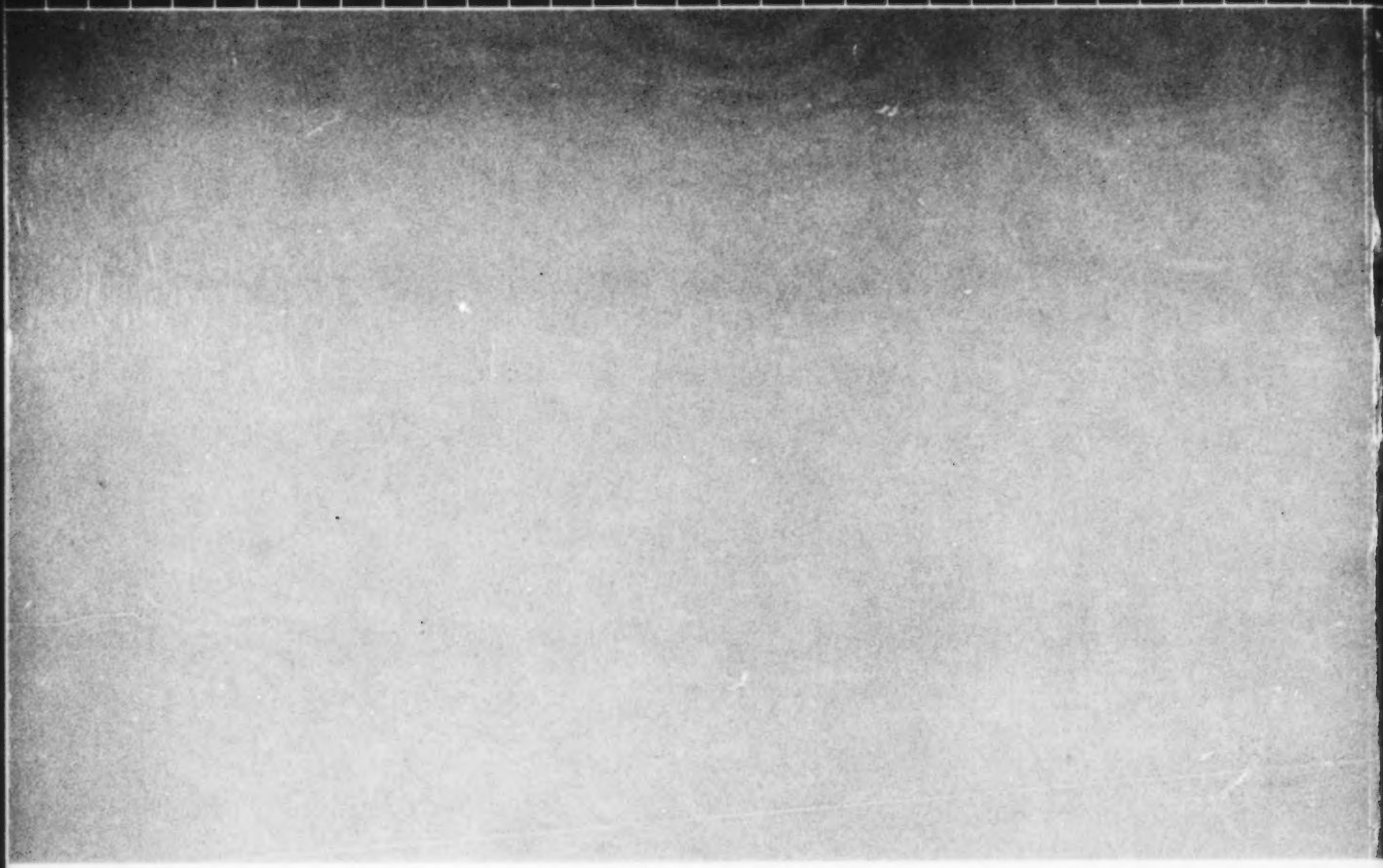


PHOTOGRAPHIE 1 Échantillon carotté montrant une bonne adhérence entre les deux couches de béton

PHOTOGRAPHIE 2 Échantillon carotté montrant une bonne adhérence malgré la présence d'une fissure réfléchie



PHOTOGRAPHIE 3 Échantillon carotté montrant une bonne adhérence et une petite fissure thermique ou de retrait à la surface



Gouvernement du Québec
Ministère
des Transports

88-05